ÉTUDES THÉORIQUES ET PRATIQUES

SUR LES

MURS DE SOUTÈNEMENT

ET LES

PONTS ET VIADUCS

EN MAÇONNERIE

Tous les exemplaires devront être revêtus de la signature de l'auteur.

ÉTUDES THÉORIQUES ET PRATIQUES

SUR LES

MURS DE SOUTÈNEMENT

ET LES

PONTS ET VIADUCS

EN MAÇONNERIE

PAR

J. DUBOSQUE

Sous-Ingénieur des Ponts et Chaussées, Ancien Chef de bureau des travaux neufs à la Compagnie du Nord.

A L'USAGE

DES INGÉNIEURS ET CONDUCTEURS DES PONTS ET CHAUSSÉES,
DES OFFICIERS ET ADJOINTS DU GÉNIE,
DES CHEFS DE SECTION DES CHEMINS DE FER, DES AGENTS VOYERS,
DES ARCHITECTES, DES ENTREPRENEURS,
ET DES JEUNES GENS QUI SE DESTINENT AUX TRAVAUX PUBLICS.

OUVRAGE HONORÉ DES SOUSCRIPTIONS

Des Ministères des Travaux publics, de la Guerre et de l'Intérieur.

CINQUIÈME ÉDITION

REVUE, CORRIGÉE ET AUGMENTÉE, AVEC 15 PLANCHES ET 141 FIGURES

PARIS

LIBRAIRIE POLYTECHNIQUE, BAUDRY ET Cie, ÉDITEURS

15, RUE DES SAINTS-PÈRES, 15

MAISON A LIÈGE, RUE DE LA RÉGENCE, 21

Droits de traduction et de reproduction réservés.

AVANT-PROPOS

Très souvent, les jeunes gens qui embrassent la carrière des travaux publics éprouvent de sérieuses difficultés pour étudier les premiers ouvrages d'art qui leur sont confiés ; cela tient à ce qu'ils n'ont pas sous la main un guide résumant, d'une façon claire, simple, graduelle et méthodique, les procédés théoriques et pratiques employés par les constructeurs pour calculer les éléments de leurs projets. D'un autre côté, les praticiens ne se rappellent pas toujours où ils peuvent trouver les renseignements dont ils ont besoin.

Mes fonctions à la Compagnie du Nord m'ayant mis à même de connaître les questions qui causent ordinairement le plus d'embarras aux débutants et, en général, à toutes les personnes qui s'occupent de construction, j'ai cru me rendre utile en donnant et en réunissant les solutions élémentaires que j'avais pu trouver ou recueillir de ces diverses questions, pour les publier dans l'ordre où elles se présentent habituellement dans la pratique. Il en résulte que mon ouvrage se divise en deux grandes parties, savoir :

Première partie : *Murs de soutènement et murs de revêtement ;*

Deuxième partie : *Ponts et viaducs en maçonnerie.*

La PREMIÈRE PARTIE contient :

1° Les démonstrations élémentaires des diverses formules algébriques qui servent à calculer les épaisseurs des murs de soutènement et de revêtement, y compris les murs en surplomb ;

2° La discussion, par les mathématiques élémentaires, du maximum de la poussée des terres contre les massifs en maçonnerie ; cette discussion est, croyons-nous, la seule qui existe jusqu'à ce jour sans le secours du calcul différentiel ;

3° Une méthode simple et expéditive du tracé de la courbe des pres-

sions dans les massifs en maçonnerie, méthode qui permet de vérifier rapidement les conditions de stabilité auxquelles ces massifs doivent satisfaire pour tous les cas de la pratique ;

4° De nombreuses applications numériques qui facilitent l'intelligence de tout ce qui se rattache à la construction des murs de soutènement et de revêtement ;

5° Les formules qui donnent les épaisseurs des barrages en maçonnerie et des batardeaux en maçonnerie et en charpente ainsi que celles des murs de soutènement et perrés à pierres sèches.

La DEUXIÈME PARTIE comprend :

1° Des considérations générales sur l'emplacement et la direction des ponts; sur la forme et la grandeur des arches et le classement de leurs ouvertures ;

2° Le calcul du débouché des ouvrages d'art sur les rivières et à la traversée des vallées et celui des égouts dans les villes ;

3° Les formules empiriques qui sont le plus généralement employées pour déterminer les épaisseurs à la clef et aux reins des voûtes, ainsi que les dimensions de leurs piédroits ;

4° Le tracé des courbes d'extrados circulaires et elliptiques, la théorie complète et élémentaire du rayon de courbure au sommet d'une ellipse et le tracé pratique des normales aux intrados elliptiques;

5° La vérification de la stabilité des ouvrages d'art au moyen de la courbe des pressions, tracée d'après la méthode de Méry ;

6° La détermination graphique et la position pratique du joint de rupture des voûtes, et un aperçu de la méthode de Dupuit ;

7° Des applications numériques facilitant l'intelligence du tracé de la courbe des pressions pour les diverses hypothèses que l'on peut faire sur le travail des voûtes ;

8° La vérification par le calcul des points de passage des courbes de pression dans les piédroits ;

9° Le tracé et le calcul des dimensions des piles de ponts et de viaducs, d'après les poids qu'elles doivent supporter ;

10° La tracé des voûtes en ogive et la vérification de leur stabilité ;

11° Le calcul du refus des pilots en raison des charges qu'ils ont à supporter et la détermination des dimensions des blocs destinés aux enrochements ;

12° Le raccordement des talus des remblais avec les murs de têtes des ponts droits ou obliques ;

13° Le cintrement et le décintrement des voûtes ;

14° Le raccordement des ouvrages d'art avec leurs abords ;

15° Enfin les proportions et dispositions architecturales des diverses parties des ponts et viaducs.

Un dessin complet de pont dont toutes les dimensions ont été calculées d'après les données qui précèdent termine cette deuxième partie.

De plus, à la fin du livre se trouvent, sous forme d'Appendice, des tableaux complets renseignant le lecteur sur le poids du mètre cube et la résistance à l'écrasement des matériaux de construction employés en France.

En un mot, cet ouvrage, dont la présente édition renferme toutes les additions qui m'ont été demandées, est le résumé des patientes recherches auxquelles je me suis livré, depuis que j'appartiens aux travaux publics ; il tient le milieu entre les recueils de formules empiriques et les traités purement théoriques et comble, de ce chef, une lacune signalée depuis longtemps par les constructeurs.

Mon travail continuera, je pense, à servir de guide aux débutants et d'aide-mémoire aux praticiens, puisqu'il réunit et condense en un seul volume tous les renseignements qu'il leur faudrait laborieusement chercher ailleurs, en dehors de ceux qu'aucun autre ouvrage ne contient.

ALPHABET GREC

MAJUSCULES.	MINUSCULES.	NOMS.	VALEURS.
Α	α	alpha	a
Β	β, ϐ	bêta	b
Γ	γ	gamma	g
Δ	δ	delta	d
Ε	ε	epsilon	e
Ζ	ζ	dzêta	dz
Η	η	êta	ê
Θ	θ	thêta	th
Ι	ι	iota	i
Κ	κ	kappa	k
Λ	λ	lambda	l
Μ	μ	mu	m
Ν	ν	nu	n
Ξ	ξ	xi	x
Ο	ο	omicron	o
Π	π, ϖ	pi	p
Ρ	ρ	rau	r
Σ	σ, ς	sigma	s
Τ	τ	tau	t
Υ	υ	upsilon	u
Φ	φ	phi	ph
Χ	χ	chi	ch (aspiré)
Ψ	ψ	psi	ps
Ω	ω	oméga	ô

ÉTUDES THÉORIQUES ET PRATIQUES

SUR LES

MURS DE SOUTÈNEMENT

ET LES

PONTS ET VIADUCS EN MAÇONNERIE

PREMIÈRE PARTIE

MURS DE SOUTÈNEMENT

CONSIDÉRATIONS GÉNÉRALES

Après l'exécution des terrassements proprement dits, vient un autre genre de travaux non moins importants : ce sont les murs de soutènement. Ils se présentent surtout au projet, lorsqu'on a de grands remblais à soutenir, soit en rase campagne au bord d'un cours d'eau, au passage d'une vallée, soit dans une ville, lorsque l'espace manque pour donner aux talus leur développement normal.

Les terres soutenues par un mur exercent sur la face postérieure de ce mur une pression que la théorie de la poussée des terres a pour objet de déterminer en grandeur et direction ; lorsque cette détermination est faite, en combinant la poussée que l'on connaît avec le poids du mur qu'il est facile de calculer, on trouvera la résultante totale des actions auxquelles le mur est soumis et on reconnaîtra : 1° si cette résultante passe à l'intérieur de la base du mur, c'est-à-dire si l'équilibre est possible ; 2° et, dans le cas où cette première condition est réalisée, si la résultante ne passe pas trop près de l'arête de renversement, eu égard à la résistance propre du sol de fondation sur lequel le mur est établi.

Tout revient donc à déterminer la poussée des terres ; mais on conçoit immédiatement que cette détermination ne peut se faire d'une manière absolue et qu'elle est essentiellement variable, non seulement avec la nature et la cohésion de chaque terre, mais encore avec les conditions physiques dans lesquelles cette terre se trouve placée.

Quand on parcourt, au bout de quelques mois, des remblais récemment achevés et réglés, on est frappé du désordre qui s'est produit, de la déformation des profils et des érosions des talus résultant du tassement et des pluies.

D'après M. Carvallo qui a fait de nombreuses expériences à cet égard, le tassement des remblais ne suit de marche uniforme pour aucune espèce de terrain, aucune hauteur, ni aucun mode d'exécution. Les remblais de toute nature, après avoir tassé, foisonnent à deux époques distinctes de l'année : à l'époque des pluies d'automne et à celle des pluies du printemps. Ce n'est qu'après la troisième année qu'on peut considérer le tassement total comme définitif.

Ce foisonnement périodique des remblais récents explique les efforts exceptionnels de poussée latérale qui s'exercent contre les murs ; ces efforts ont été signalés par les constructeurs, sans que, pendant longtemps, ils aient pu leur assigner une cause précise ; et c'est, croyons-nous, à cette circonstance que l'on doit bon nombre des accidents survenus dans les murs de soutènement et dans les murs de tête des ouvrages d'art.

Les remblais qui foisonnent le plus sont ceux où domine l'argile ; les débris de rochers, les graviers et les sables purs sont ceux qui foisonnent le moins ; mais tous les remblais récents donnent lieu sans exception à un foisonnement plus ou moins dangereux pour la stabilité des murs destinés à les soutenir, et qu'il convient de prendre en considération pour éviter tout mécompte.

Au point de vue pratique, et en présence des variations que la poussée des terres peut subir par des circonstances accidentelles, il faut se contenter de la méthode la plus simple avec laquelle on soit bien certain d'obtenir une solidité absolue des murs de soutènement et, pour cela, éliminer toutes les forces accessoires qui concourent à leur stabilité, telles que : la cohésion des terres, c'est-à-dire l'adhérence des molécules entre elles et leur frotte-

ment sur les parois du mur qui les soutient et de ne considérer que la poussée due au poids des surcharges qui agissent sur elles.

Ordinairement, on ne tient pas compte, non plus, de la cohésion des maçonneries, bien qu'elle exerce une certaine influence sur la résistance des murs au renversement ; d'ailleurs, cette cohésion est un élément très aléatoire, qui varie considérablement avec le dosage des mortiers et surtout avec le soin apporté dans l'exécution des maçonneries ; le degré d'efficacité de cette force est, par suite, bien difficile à évaluer et, pour cette raison, les constructeurs ont pensé qu'il était prudent de ne pas la faire concourir à la stabilité des ouvrages durables.

C'est en partant de ces données fondamentales que les ingénieurs ont établi les formules usuelles, qui servent à déterminer les épaisseurs des murs de soutènement et que nous allons entreprendre de démontrer.

Le point de départ de nos calculs sera donc de déterminer expérimentalement la densité des terres et leur talus naturel, c'est-à-dire le talus sous lequel elles se maintiennent d'elles-mêmes, sans mur de soutènement et sans aucun moyen artificiel.

L'angle que ce talus fait avec la verticale se désigne sous le nom d'angle de glissement.

Densités et angles de glissement. — Les terres, eu égard à leur densité et à leur angle de glissement, peuvent être classées comme il suit, dans l'hypothèse qu'elles viennent d'être fraîchement remuées :

NATURE DES TERRES	DENSITÉS MOYENNES	ANGLES de GLISSEMENT	OBSERVATIONS
	kg.		
Sable pur.	1 900	60°	*Nota.* — En pratique on ramènera toujours à l'un des cas ci-contre les différentes natures de terrain dont l'angle de glissement se rapprochera le plus de ceux du tableau.
Terre forte et argileuse légèrement humide.	1 600	54°	
Sable terreux et humide	1 700	46° à 47°	
Terre végétale légère et légèrement humide.	1 400		
Terre glaise et argile compacte . .	1 900	35°	
Vase fluide	1 650	90°	

Pour les 5 premiers types de terrain, qui sont ceux que l'on rencontre le plus souvent dans la pratique, les inclinaisons répondent respectivement à $1^m,73$, $1^m,38$, $1^m,04$ $1^m,07$ et $0^m,70$ de base pour 1 mètre de hauteur. La base est infinie pour la vase fluide et l'eau.

Inclinaisons les plus usuelles admises en pratique. — Pour les terres moyennes telles que le sable terreux et la terre végétale légère, on adopte généralement l'inclinaison de 45° qui répond à 1 mètre de base pour 1 mètre de hauteur; et, pour les terres argileuses, celle de 56° 18′ 30″ qui répond à $1^m,50$ de base pour 1 mètre de hauteur.

MURS A PAROIS VERTICALES

REMBLAIS SANS SURCHARGES

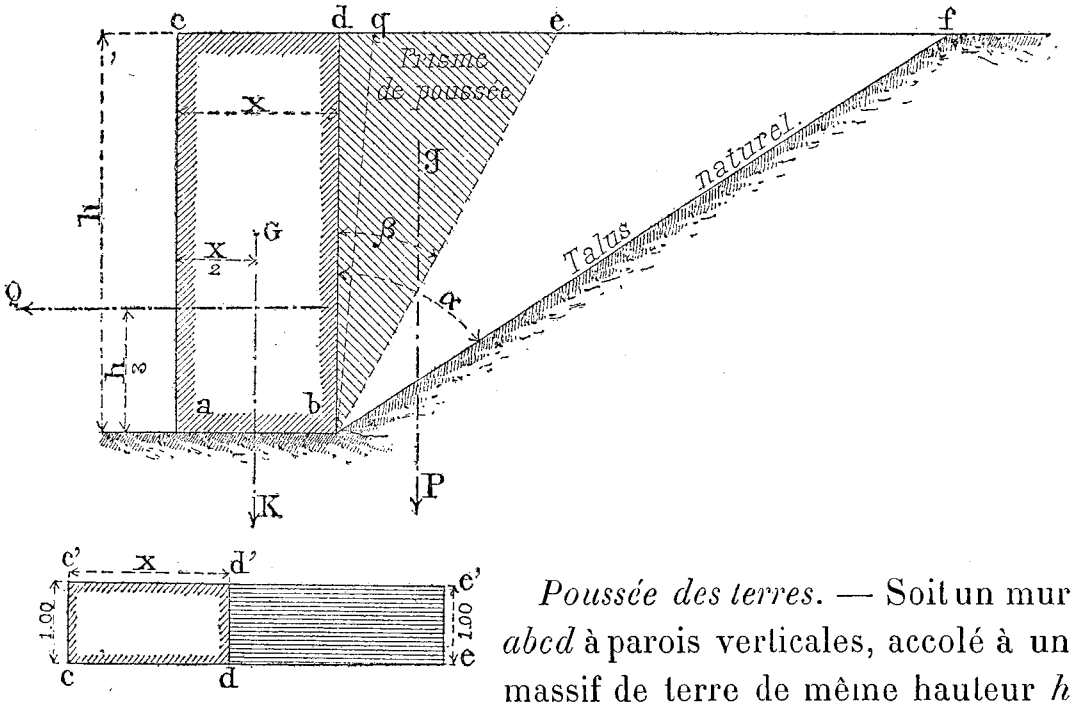


Fig. 1.

Poussée des terres. — Soit un mur *abcd* à parois verticales, accolé à un massif de terre de même hauteur *h* que lui et pris tous deux sur une tranche de 1 mètre d'épaisseur *cc'* pour simplifier les calculs et les raisonnements (fig. 1).

Supposons que les terres à soutenir aient *bf* pour talus naturel d'éboulement et que le prisme *dbf* soit d'un seul morceau. Ce prisme se maintiendra en équilibre sans exercer aucune poussée

sur le mur *abcd ;* mais, si nous considérons un prisme *dbe*, il est évident qu'il exercera contre le mur une poussée due à son poids, diminuée par le frottement des terres sur le talus *be* et par la cohésion (cette cohésion peut être considérée comme nulle pour les terres remuées, ainsi que le sont généralement celles que l'on rapporte derrière les murs de soutènement, et nous la supposerons telle dans tout ce qui suit) ; si, maintenant, nous considérons un autre prisme très mince *dbg*, placé le long du parement *bd*, il est certain qu'il exercera contre le mur une poussée moindre que celle du prisme *dbe*. Il existe donc entre le prisme qui s'applique sur le talus *bf* et le prisme infiniment mince pris contre le parement *bd*, un prisme occupant une position intermédiaire entre ces deux limites qui doit exercer une plus grande poussée que tous les autres ; on conçoit, à priori, que ce prisme doit se trouver dans la région médiane de l'angle *dbf*, et nous allons démontrer qu'il en est ainsi.

La forme du prisme de poussée des terres contre les parois en maçonnerie a fait l'objet de nombreux mémoires théoriques, à la suite desquels il a été reconnu que les calculs basés sur l'hypothèse d'un prisme rectiligne pouvaient être tenus pour suffisamment vrais dans les applications.

A cet égard, M. Boussinesq a émis l'opinion suivante : « Quelque peu exacte que soit, en général, l'hypothèse d'une rupture plane, il semble, à cause de la faible variation de la poussée aux environs du maximum, qu'elle doit fournir un résultat passablement approché de la réalité. »

Nous avons donc adopté, dans tous les raisonnements qui vont suivre, la manière de voir de cet éminent professeur à la Faculté des sciences de Paris.

CALCUL DE LA POUSSÉE DES TERRES

1° *Terrains ordinaires.* — Soit β l'angle variable *dbe* des terres avec la verticale *bd* (fig. 2) ; φ l'angle du talus naturel de ces terres avec l'horizontale *bt ;* et α l'angle que fait ce même talus avec la verticale *bd ; h*, la hauteur du mur.

Le prisme de poussée *dbe* a pour expression de sa surface :

$$S = \frac{1}{2}\, bd \times de = \frac{h}{2} \times de$$

son poids, en appelant δ le poids du mètre cube des terres, est donné par la relation :

$$P = \frac{\delta h}{2} \times de$$

mais $de = h\, tg\beta$; d'où :

$$P = \frac{\delta h^2}{2}\, tg\beta$$

Désignons par Q, la poussée des terres contre le parement *bd*

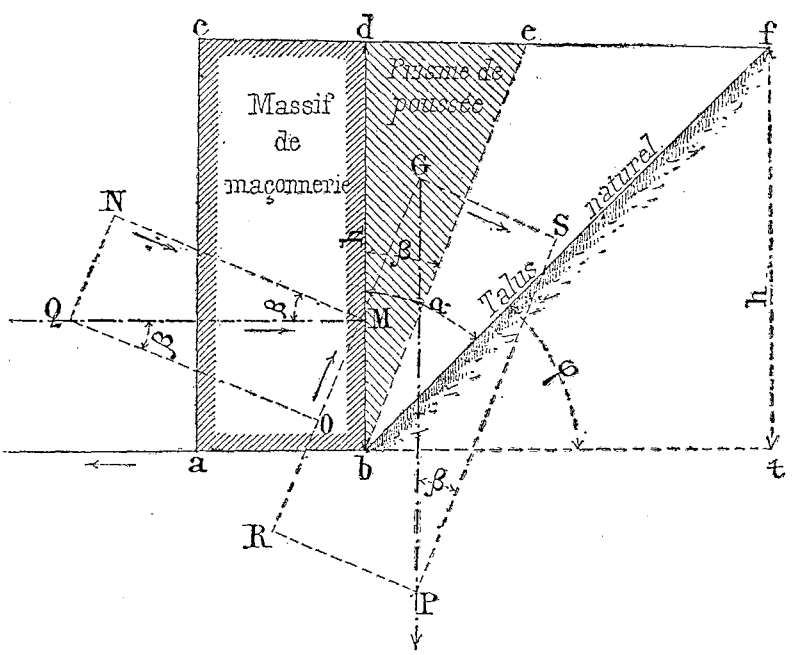


Fig. 2.

et remarquons que nous aurons sa valeur dès que nous connaîtrons une force de direction opposée qui lui fera équilibre (fig. 2).

Le poids du prisme de poussée P qui tend à produire le mouvement du mur suivant *ba* se décompose en deux forces GR et GS, dont la première, dirigée parallèlement à *be*, agit seule pour provoquer le glissement ; la seconde GS perpendiculaire à *be* se résout en un frottement.

Ces deux composantes ont respectivement pour valeur :

$$GR = P \cos \beta \qquad \text{(Force mouvante)}$$

et

$$GS = P \sin \beta$$

Nous ferons remarquer que le poids P étant appliqué au centre de gravité G du prisme *dbe*, la composante GR rencontre la paroi *bd* en un point tel que l'on a $bM = \frac{1}{3} bd = \frac{1}{3} h$. C'est en ce point que s'applique la poussée, comme nous le verrons tout à l'heure.

Les forces qui font obstacle au glissement du mur se composent :

1° De la poussée du massif *abcd*, c'est-à-dire de la résistance horizontale Q qu'il oppose au renversement ;

2° Des frottements.

La poussée horizontale Q peut se décomposer en deux forces dont l'une :

$$OM = Q \sin \beta \qquad \text{(Force résistante)}$$

agit suivant GR dans une direction opposée à celle qui produit le glissement et l'autre :

$$MN = Q \cos \beta$$

perpendiculaire à GR et, par conséquent, à *be*, ne fait qu'augmenter le frottement. Ce frottement est proportionnel à GS, c'est-à-dire à la pression normale sur le talus *be* et au coefficient de frottement *f* de la terre sur elle-même, il est donc exprimé par :

$$Pf. \sin \beta \qquad \text{(Force résistante)}$$

Enfin l'intensité du frottement dû à la composante MN de Q est égale à :

$$fQ. \cos \beta \qquad \text{(Force résistante)}$$

Egalant la force mouvante aux forces résistantes, nous obtiendrons l'équation d'équilibre :

$$P \cos \beta = Q \sin \beta + Pf \sin \beta + fQ \cos \beta$$

On amène facilement cette équation à la forme ci-après :

$$Q = P \frac{\cos \beta - f \sin \beta}{\sin \beta + f \cos \beta}$$

et comme

$$f = \frac{\sin \varphi}{\cos \varphi}$$

il vient :

$$Q = P \frac{\cos \beta - \frac{\sin \varphi}{\cos \varphi} \sin \beta}{\sin \beta + \frac{\sin \varphi}{\cos \varphi} \cos \beta};$$

effectuons les calculs et simplifions, nous aurons :

$$Q = P \frac{\cos \beta \cos \varphi - \sin \beta \sin \varphi}{\sin \beta \cos \varphi + \cos \beta \sin \varphi} = P \frac{\cos (\beta + \varphi)}{\sin (\beta + \varphi)}$$

ou

$$Q = P \operatorname{cotang} \left(\beta + \varphi\right)$$

mais si nous nous rappelons que

$$P = \frac{\delta h^2}{2} tg\beta$$

et que

$$\operatorname{Cotang} \left(\beta + \varphi\right) = \frac{1}{tg (\beta + \varphi)}$$

nous obtiendrons, pour la valeur générale de Q, l'expression suivante :

$$Q = \frac{\delta h^2}{2} \times \frac{tg \beta}{tg (\beta + \varphi)}$$

Maximum de la poussée. — La poussée Q atteindra sa plus grande intensité lorsque $\frac{tg\beta}{tg (\beta + \varphi)}$ aura la plus grande valeur possible ; nous allons donc chercher le maximum de cette expression :

Remplaçons $tg\beta$ par

$$\frac{\sin \beta}{\cos \beta} \text{ et } tg \left(\beta + \varphi\right) \text{ par } \frac{\sin (\beta + \varphi)}{\cos (\beta + \varphi)}$$

nous aurons :

$$\frac{tg\beta}{tg (\beta + \varphi)} = \frac{\sin \beta}{\cos \beta} : \frac{\sin (\beta + \varphi)}{\cos (\beta + \varphi)} = \frac{\sin \beta \cos (\beta + \varphi)}{\cos \beta \sin (\beta + \varphi)};$$

multiplions et divisons par 2 le second terme de cette équation, elle deviendra :

$$\frac{tg\beta}{tg\,(\beta+\varphi)} = \frac{2\sin\beta\cos(\beta+\varphi)}{2\cos\beta\sin(\beta+\varphi)}; \qquad (1)$$

Si nous remplaçons a par $(\beta+\varphi)$ et b par β dans la formule connue :

$$2\cos a\sin b = \sin\left(a+b\right) - \sin\left(a-b\right)$$

nous aurons par analogie :

$$2\cos\left(\beta+\varphi\right)\sin\beta = \sin\left[\left(\beta+\varphi\right)+\beta\right] - \sin\left[\left(\beta+\varphi\right)-\beta\right] = \sin\left(2\beta+\varphi\right) - \sin\varphi$$

Si nous faisons de même dans la formule suivante :

$$2\sin a\cos b = \sin\left(a+b\right) + \sin\left(a-b\right)$$

nous obtiendrons :

$$2\sin\left(\beta+\varphi\right)\beta\cos = \sin\left[\left(\beta+\varphi\right)+\beta\right] + \sin\left[\left(\beta+\varphi\right)-\beta\right] = \sin\left(2\beta+\varphi\right) + \sin\varphi$$

et l'équation (1) prend la forme ci-dessous :

$$\frac{tg\beta}{tg\,(\beta+\varphi)} = \frac{\sin(2\beta+\varphi)-\sin\varphi}{\sin(2\beta+\varphi)+\sin\varphi}$$

le second membre de cette équation peut s'écrire :

$$\frac{\sin(2\beta+\varphi)}{\sin(2\beta+\varphi)+\sin\varphi} - \frac{\sin\varphi}{\sin(2\beta+\varphi)+\sin\varphi};$$

ajoutons et retranchons au numérateur sin φ, l'expression précédente deviendra :

$$\frac{\sin(2\beta+\varphi)+\sin\varphi}{\sin(2\beta+\varphi)+\sin\varphi} - \frac{2\sin\varphi}{\sin(2\beta+\varphi)+\sin\varphi}$$

et par suite :

$$\frac{tg\beta}{tg\,(\beta+\varphi)} = 1 - \frac{2\sin\varphi}{\sin(2\beta+\varphi)+\sin\varphi}$$

Cette dernière expression sera maxima quand la quantité à soustraire

$$\frac{2 \sin \varphi}{\sin (2\beta + \varphi) + \sin \varphi}$$

sera minima, c'est-à-dire, puisque l'angle φ est constant, lorsqu'on aura :

$$\sin \left(2\beta + \varphi\right) = 1$$

ou

$$2\beta + \varphi = 90^\circ$$

ce qui donne

$$\beta = \frac{90^\circ - \varphi}{2} = \frac{\alpha}{2}$$

le maximum cherché est donc réalisé par la condition que la ligne *be* soit bissectrice de l'angle α formé par le parement vertical du mur et le talus naturel des terres.

Cette discussion du maximum de la poussée Q par les mathématiques élémentaires est, croyons-nous, la seule qui existe jusqu'à ce jour.

Prisme de plus grande poussée. — D'après ce qui vient d'être dit, le poids du prisme de plus grande poussée est exprimé par la relation suivante :

$$P = \frac{\delta h^2}{2} tg \frac{\alpha}{2}$$

Valeur algébrique de la poussée maxima des terres. — Le maximum de Q aura donc pour expression :

$$Q = \frac{\delta h^2}{2} \times \frac{tg \frac{\alpha}{2}}{tg\left(\frac{\alpha}{2} + \varphi\right)};$$

or

$\frac{\alpha}{2}$ et $\left(\frac{\alpha}{2} + \varphi\right)$ étant complémentaires, $\dfrac{tg \frac{\alpha}{2}}{tg\left(\frac{\alpha}{2} + \varphi\right)}$

peut s'écrire :

$$\frac{tg \frac{\alpha}{2}}{tg\left(90^\circ - \frac{\alpha}{2}\right)} = \frac{tg \frac{\alpha}{2}}{\text{cotang} \frac{\alpha}{2}} = tg^2 \frac{\alpha}{2}$$

puisque

$$\text{cotang} \frac{\alpha}{2} = \frac{1}{tg \frac{\alpha}{2}}$$

et la valeur maxima de Q devient :

$$Q = \frac{\delta h^2}{2} tg^2 \frac{\alpha}{2}$$

C'est le plus grand effort que puisse exercer horizontalement le massif *abcd* contre la paroi *bd*; c'est aussi la poussée maxima des terres qui lui fait équilibre.

Comme on le voit, la poussée des terres s'obtient en multipliant le poids P du prisme de plus grande poussée par $tg \frac{\alpha}{2}$.

Dans la pratique, il faut donc construire les murs de soutènement et calculer leur stabilité en vue du cas le plus défavorable que nous venons d'exposer.

Remarque. — Quand la cohésion des terres n'est pas nulle, la valeur de la poussée horizontale devient :

$$Q = \frac{1}{2} \delta h \, tg^2 \frac{\alpha}{2} \left(h - h' \right)$$

h' étant la profondeur à laquelle les terres peuvent être creusées à pic, sans produire d'éboulement et leur surface supérieure ayant été préalablement dressée suivant un plan horizontal.

Dans le cas où le frottement et la cohésion sont tous deux nuls, ce qui a lieu pour la vase fluide et l'eau, l'angle α devient droit et $tg \frac{\alpha}{2} = 1$; par suite, la formule précédente se réduit à la forme simplifiée :

$$Q = \frac{\delta h^2}{2}$$

2° *Terrains argilo-sableux.* — Quand les terres à soutenir sont de nature argileuse et renferment de petits bancs de sable ou bancs de suintement, la glaise se détrempe sous l'action de l'humidité et le terrain glisse sur ces bancs, s'ils présentent une inclinaison vers le mur, telle que *df* (fig. 3), parce que le frottement y est très faible. La plasticité de l'argile permet aux terres de céder à l'action de la pesanteur et de glisser sur la base inclinée *df*, par suite de son contact immédiat avec la nappe d'eau.

Le prisme de plus grande poussée est alors limité par ce plan

de glissement et devient *bdff'*, par exemple, avec un volume considérable ; une boursouflure se produit à la surface des terres contre le mur et détermine une fissure presque verticale *ff'* qui termine ce prisme à une grande distance de la paroi verticale *bd*.

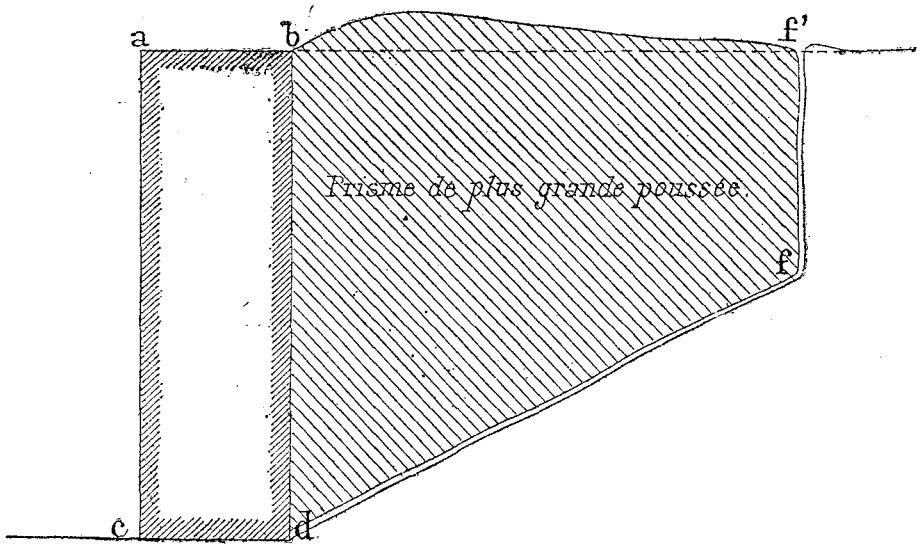


Fig. 3.

Le calcul, dans ce cas, ne pourrait être applicable que si l'on connaissait *bdff'* et l'on serait, dans tous les cas, conduit à donner au mur des dimensions considérables qui dépasseraient celles que l'on admet en pratique.

La seule solution admissible, en pareille circonstance, consiste à faire un assainissement énergique du massif à soutenir, au moyen d'un drainage suffisamment étendu et assez profond pour empêcher les terres de se détremper dans le voisinage du mur. Cet asséchement du massif diminuera convenablement les chances de glissement et ramènera le volume du prisme de plus grande poussée aux dimensions ordinaires.

Point d'application et direction de la poussée. — L'équation

$$Q = \frac{\delta h^2}{2} tg^2 \frac{\alpha}{2}$$

peut s'écrire :

$$Q = \delta h \frac{h\, tg^2 \frac{\alpha}{2}}{2}$$

Cette nouvelle forme fait voir que la poussée Q des terres contre le parement *bd* s'obtient aussi en multipliant le poids δ du mètre cube des terres par la surface d'un triangle rectangle *dbe* dont la hauteur est *h* et dont la base *be* est :

$$h\ tg^2\ \frac{\alpha}{2}\ .$$ (Fig. 4)

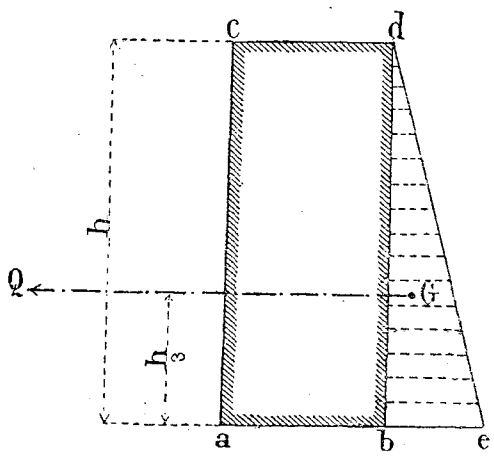


Fig. 4.

Cette base représente la pression au pied du mur et les parallèles à cette base, les pressions sur les divers points respectifs du parement *bd;* la résultante Q de toutes ces pressions élémentaires passe donc par le centre de gravité G du triangle, c'est-à-dire au 1/3 de la hauteur *h*, à partir du mur; de plus, la poussée Q s'exerce normalement au parement *bd*, puisqu'elle est parallèle à la base *be*.

Moment de la poussée. — Le bras de levier de cette poussée est donc $\frac{h}{3}$, et son moment que nous désignerons par M_Q est égal à

$$M_Q = \frac{1}{2}\ \delta h^2\ tg^2 \frac{\alpha}{2} \times \frac{h}{3} = \frac{1}{6}\ \delta h^3\ tg^2\ \frac{\alpha}{2}\ .$$

Quand on ne néglige pas la cohésion des terres, le point d'application de la poussée Q se trouve un peu plus bas que le 1/3 de la hauteur du mur; mais, en pratique, on le suppose toujours placé au 1/3 de cette hauteur.

Moment de résistance du mur. — Appelons *x* l'épaisseur cherchée du mur, π le poids de la maçonnerie, par mètre cube, son poids est égal à la surface du rectangle *hx* multipliée par le poids π de la maçonnerie, c'est-à-dire à :

$$P = \pi hx,$$

son bras de levier est $\frac{x}{2}$ et son moment de résistance est, en l'appelant M_K :

$$M_K = \pi hx \times \frac{x}{2} = \frac{\pi hx^2}{2}$$

Équilibre statique du mur. — Il y aura équilibre statique quand le moment de la force Q, pris par rapport à l'arête extérieure du mur, sera égal au moment de résistance de ce mur, pris par rapport à cette arête, c'est-à-dire quand on aura :

$$M_K = M_Q$$

ou bien

$$\frac{\pi h x^2}{2} = \frac{1}{6}\,\delta h^3\, tg^2\,\frac{a}{2}\,.$$

Coefficient de stabilité et équilibre pratique du mur. — Mais, si le mur est simplement en équilibre, il ne s'y maintiendra pas, parce que la résultante de toutes les pressions passera par l'arête de rotation et sortira de la base pour la moindre déformation.

Si l'on veut assurer la stabilité, il faut donc multiplier le second membre de l'équation ci-dessus par un coefficient plus grand que l'unité; la pratique a enseigné qu'il convenait de prendre ce coefficient égal à 2 et l'on a alors pour déterminer x l'équation :

$$\pi h\,\frac{x^2}{2} = \frac{2}{6}\,\delta h^3\; tg^2\,\frac{\alpha}{2} = \frac{1}{3}\,\delta h^3\; tg^2\,\frac{\alpha}{2}\,.$$

Cependant quelques constructeurs adoptent des coefficients variant de 1,50 à 2, et pour l'hypothèse de 1,50, l'équation ci-dessus devient :

$$\pi h\,\frac{x^2}{2} = \frac{1{,}50}{6}\,\delta h^3\; tg^2\,\frac{\alpha}{2} = \frac{1}{4}\,\delta h^3\; tg^2\,\frac{\alpha}{2}\,.$$

Mais nous pensons que ce coefficient de 1,50 doit être sérieusement vérifié dans ses résultats, en faisant des expériences directes sur la cohésion des terres à soutenir, sur leur talus d'éboulement, et en traçant la courbe des pressions.

Valeur de x ou Épaisseur du mur. — L'équation précédente

$$\pi h\,\frac{x^2}{2} = \frac{1}{3}\,\delta h^3\; tg^2\,\frac{\alpha}{2}\,,$$

donne en chassant le dénominateur de x^2

$$\pi h x^2 = \frac{2}{3}\,\delta h^3\; tg^2\,\frac{\alpha}{2}\,,$$

puis, en divisant chaque membre de l'équation par le coefficient πh de x^2 :

$$x^2 = \frac{2}{3}\frac{\delta h^3}{\pi h} tg^2 \frac{\alpha}{2},$$

simplifions, il vient :

$$x^2 = \frac{2}{3}\frac{\delta h^2}{\pi} tg^2 \frac{\alpha}{2},$$

qui peut s'écrire :

$$x^2 = \frac{2}{3}\frac{\delta}{\pi} h^2 \, tg^2 \frac{\alpha}{2};$$

d'où l'on tire :

$$x = h \, tg \frac{\alpha}{2} \sqrt{\frac{2}{3}\frac{\delta}{\pi}} \qquad \text{(Formule n° 1)}$$

REMBLAIS AVEC SURCHARGES

Si le prisme de plus grande poussée était surmonté d'un cavalier ou d'une surcharge quelconque, il faudrait ajouter le poids de ce cavalier ou de cette surcharge à celui du prisme de plus grande poussée pour calculer l'épaisseur x du mur de soutènement.

[Nous supposons toujours que les raisonnements portent sur une tranche de mur et de prisme de 1 mètre d'épaisseur (fig. 5).]

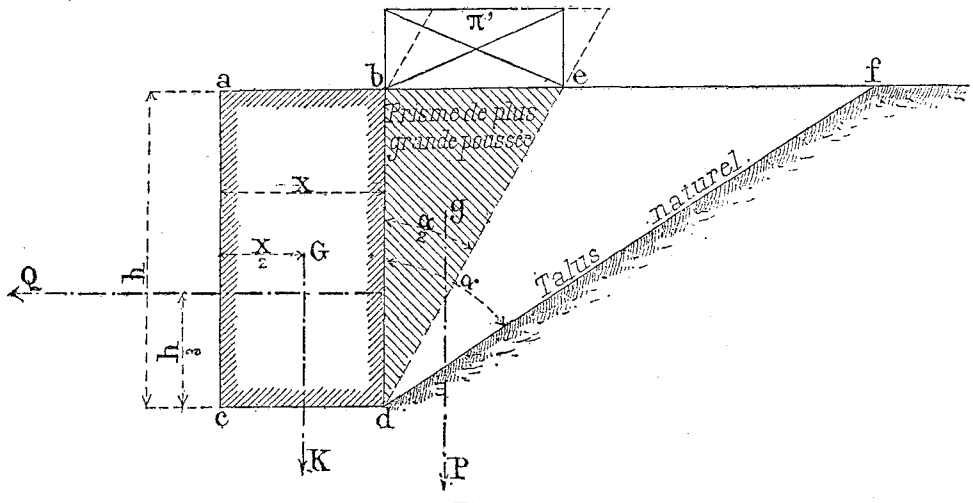


Fig. 5.

Soient :

π' le poids total du cavalier sur le prisme de plus grande poussée ;
p le poids de ce cavalier par mètre carré ;
M_Q le moment de la poussée Q ;
K le poids du mur sur 1 mètre d'épaisseur ;
M_K le moment de résistance du mur.

Le poids du prisme de plus grande poussée est, nous le savons, égal à :

$$P = \frac{1}{2}\,\delta h\ tg\,\frac{\alpha}{2},$$

et la poussée à :

$$Q = \frac{1}{2}\,\delta h^2\,tg^2\,\frac{\alpha}{2}.$$

Au poids du prisme de plus grande poussée P nous ajoutons le poids π' du cavalier; mais ce poids

$$\pi' = p \times be$$

or

$$be = bd\ tg\,\frac{\alpha}{2} = h\ tg\,\frac{\alpha}{2} \text{ et alors : } \pi' = ph\ tg\,\frac{\alpha}{2};$$

La valeur de la poussée Q, en tenant compte de la charge du cavalier, sera de :

$$Q = \left(P + \pi'\right) tg\,\frac{\alpha}{2};$$

Remplaçons P et π' par leurs valeurs, nous aurons :

$$Q = \left(\frac{1}{2}\,\delta h^2\ tg\,\frac{\alpha}{2} + ph\,tg\,\frac{\alpha}{2}\right) tg\,\frac{\alpha}{2} = \left(\frac{1}{2}\,\delta h^2 + ph\right) tg^2\,\frac{\alpha}{2} = h\left(\frac{\delta h}{2} + p\right) tg^2\,\frac{\alpha}{2};$$

En multipliant et divisant par 2 cette dernière expression, elle devient :

$$Q = \frac{h}{2}\left(\delta h + 2p\right) tg^2\,\frac{\alpha}{2}$$

Le moment de cette poussée est :

$$M_Q = \left[\frac{h}{2}\left(\delta h + 2p\right) tg^2\,\frac{\alpha}{2}\right]\frac{h}{3} = \frac{h^2}{6}\,tg^2\,\frac{\alpha}{2}\left(\delta h + 2p\right)$$

Le moment du mur est exprimé par la relation connue :

$$M_K = \pi h\,\frac{x^2}{2};$$

Il y aura équilibre statique quand les deux moments M_Q et M_K seront égaux; mais pour la stabilité pratique, il faudra poser l'équation :

$$M_K = 2\,M_Q$$

En remplaçant ces moments par leurs valeurs respectives, il vient :

$$\pi h \frac{x^2}{2} = 2\left[\frac{h^2}{6} tg^2 \frac{\alpha}{2}\left(\delta h + 2p\right)\right]$$

d'où l'on tire :

$$x^2 = \frac{4}{\pi h}\left[\frac{h^2}{6} tg^2 \frac{\alpha}{2}\left(\delta h + 2p\right)\right] = \frac{2h}{3\pi} tg^2 \frac{\alpha}{2}\left(\delta h + 2p\right) = \frac{tg^2 \frac{\alpha}{2}}{3\pi}\left(2\delta h^2 + 4ph\right)$$

Divisons et multiplions par h^2 le second membre de cette égalité :

$$x^2 = \frac{tg^2 \frac{\alpha}{2}}{3\pi} h^2 \left(\frac{2\delta h^2}{h^2} + \frac{4ph}{h^2}\right) = \frac{tg^2 \frac{\alpha}{2}}{3\pi} h^2 \left(2\delta + \frac{4p}{h}\right)$$

Divisons et multiplions ensuite par 2 le dernier membre de l'équation, nous obtiendrons :

$$x^2 = \frac{tg^2 \frac{\alpha}{2}}{3\pi} 2h^2 \left(\delta + \frac{2p}{h}\right)$$

D'où l'on tire finalement la valeur de x :

$$x = htg \frac{\alpha}{2} \sqrt{\frac{2}{3\pi}\left(\delta + \frac{2p}{h}\right)} \qquad \text{(Formule n° 2.)}$$

On arriverait encore au même résultat en supposant que la surcharge affectât la forme d'un parallélogramme dont l'un des côtés latéraux serait en prolongement de la bissectrice *de*, car ce parallélogramme est équivalent au rectangle π'.

Observation. — Au fur et à mesure que le poids du cavalier ou de la surcharge π' augmente, le point d'application de la poussée change et remonte au-dessus du 1/3 de la hauteur du mur; quant à la bissectrice, elle ne reste dans la même position qu'à la condition que la surcharge soit uniformément répartie sur le prisme de plus grande poussée; mais c'est le cas le plus ordinaire.

Dans la pratique, on ne tient généralement pas compte des circonstances qui modifient le point d'application de la poussée et la position de la bissectrice de l'angle α; autrement, la question du soutènement des terres se compliquerait à l'infini, au lieu de res-

ter soumise à des principes généraux, faciles à comprendre et à mettre en application. On n'a rien à craindre de ce fait puisque le moment du mur est pris égal au double du moment de la poussée.

Du reste, la formule n° 2, basée sur ces hypothèses, est journellement employée par les constructeurs et on la trouve dans tous les ouvrages sur la matière.

Cependant, si l'on voulait déterminer graphiquement le point d'application de la poussée, on chercherait le centre de gravité du prisme de plus grande poussée augmenté de sa surcharge et, par ce centre de gravité, on mènerait une parallèle à *de;* cette parallèle rencontrerait la paroi *bd* au point cherché.

Formule de M. de Lagrené. — M. de Lagrené a donné la formule suivante pour exprimer la hauteur exacte du point d'application de la poussée au-dessus du point *d*, dans le cas d'une surcharge uniformément répartie sur le prisme de plus grande poussée :

$$q = \frac{h\,(h + 3\,h')}{3\,(h + 2\,h')}$$

dans laquelle

q désigne le point d'application cherché de la poussée;

h la hauteur du mur;

et h' le quotient de la surcharge p, sur un mètre carré, par le poids δ du mètre cube de terres.

On peut remarquer que le rapport $\frac{p}{\delta}$ est égal à la hauteur de terre, de densité δ, qui représenterait la surcharge p.

MURS AVEC FRUITS

REMBLAIS SANS SURCHARGES

Murs avec fruits extérieur et intérieur. — Soit un mur à section trapézoïdale *abcd* de largeur x au sommet, avec des fruits mesurés par $\frac{1}{n}$ et $\frac{1}{m}$ (fig. 7);

Cherchons-en l'équation d'équilibre, en ne considérant que la tendance au renversement autour de l'arête c, car lorsque cette

tendance est suffisamment combattue, le glissement n'est pas à craindre.

Du reste, il est toujours facile de vérifier si la poussée Q est inférieure au frottement du mur sur sa base, frottement auquel s'ajoute la cohésion, quand la fondation est en maçonnerie.

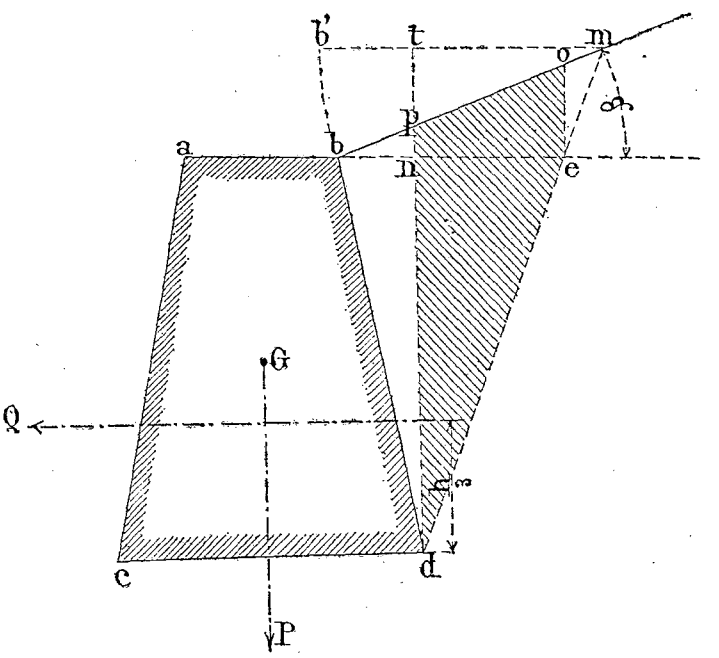


Fig. 6.

Direction de la poussée. — Nous avons dit précédemment que la poussée est normale au parement intérieur vertical *bd* quand les terres sont arasées horizontalement à la hauteur du mur (fig. 4) ; mais lorsque ce parement est incliné (fig. 6), on cherche la poussée sur le plan vertical *dn* passant par l'arête *d* du massif, puis on étudie les conditions de résistance du massif total *abndc*, composé d'un prisme de terre *dbn* et d'un prisme en maçonnerie *abcd* ; le plus souvent, on néglige le prisme de terre pour simplifier la question : c'est même ici que les formules en usage ont été construites par les Ingénieurs.

Quand les terres à soutenir sont limitées à leur partie supérieure par un plan *bm* faisant un angle β avec l'horizon, la poussée Q sur le plan vertical *dn* est encore normale à ce plan (fig. 6), ainsi que l'a démontré M. l'ingénieur en chef Gobin.

Cela est, à plus forte raison, vrai quand le plan *bm* prend la position horizontale *b'm*, puisque, dans ce cas, le prisme de plus grande poussée reçoit une surcharge uniformément répartie sur le terre-plein qui limite sa face supérieure.

Les remarquables travaux de M. Gobin élucident enfin une question importante restée, jusqu'à ce jour, obscure et incertaine malgré les innombrables et savantes discussions dont elle avait

été l'objet de la part des Ingénieurs de la France et de l'étranger ; ils se traduisent par le théorème suivant :

« La poussée des terres contre le parement vertical est toujours « horizontale et indépendante de la position du talus qui limite le « massif à la partie supérieure. »

D'un autre côté, M. Clavenad, ingénieur des ponts et chaussées, qui a fait une étude complète des massifs en maçonnerie, est arrivé à la conclusion suivante :

« Pour des ouvrages durables, qui doivent être établis avec une « grande stabilité, nous pensons qu'il convient de calculer l'épais- « seur des murs de soutènement dans l'hypothèse unique d'une « poussée horizontale et de manière à ce qu'il n'y ait tendance ni « au renversement, ni au glissement. »

Ainsi dans la pratique, quelle que soit la forme d'un mur et celle du massif qu'il soutient, la poussée des terres doit toujours être appliquée horizontalement, soit contre le parement *bd* (fig. 4), soit contre le plan vertical *dn* (fig. 6) limitant le prisme de plus grande poussée.

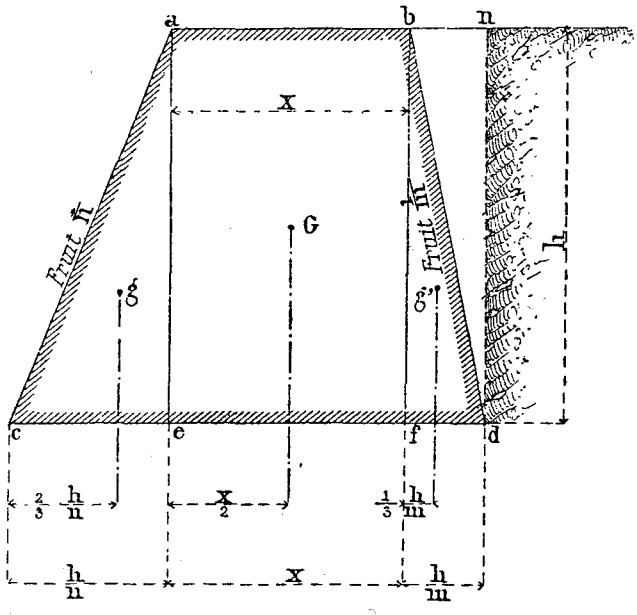


Fig. 7.

Poussée des terres. — La poussée des terres Q est toujours donnée par la formule :

$$Q = \frac{1}{2}\,\delta h^2 tg^2\,\frac{\alpha}{2}$$

Moment de la poussée. — Et son moment par rapport à l'arête (*c*) est :

$$M_Q = \frac{1}{6}\,\delta h^3 tg^2\,\frac{\alpha}{2}$$

Moment de résistance du mur. — Pour évaluer le moment résistant du mur, nous le décomposerons en un rectangle flanqué de deux triangles, et nous chercherons les moments de résistance des

figures partielles dont les centres de gravité sont respectivement en g, G et g' (fig. 7).

Le poids du triangle *ace* est égal à

$$\pi \times \frac{ae}{2} \times ce = \frac{\pi h}{2} \times ce = \pi \frac{h}{2} \times \frac{h}{n} ;$$

son bras de levier par rapport à l'arête c est

$$\frac{2}{3} \times ce = \frac{2h}{3n}$$

et son moment de résistance $\mathrm{M_T}$ est

$$\mathrm{M_T} = \pi \frac{h}{2} \times \frac{h}{n} \times \frac{2h}{3n} = \pi \frac{h^3}{3n^2}$$

Le poids du rectangle *abef* est

$$\pi \times ae \times ef = \pi hx$$

son bras de levier est

$$ce + \frac{ef}{2} = \frac{h}{n} + \frac{x}{2} ;$$

et son moment de résistance $\mathrm{M_R}$ est

$$\mathrm{M_R} = \pi hx \left(\frac{h}{n} + \frac{x}{2}\right) = \pi \left(\frac{hx^2}{2} + \frac{h^2 x}{n}\right);$$

Le poids du triangle *bfd* est égal à

$$\pi \times \frac{bf}{2} \times fd = \pi \frac{h}{2} \times fd = \pi \frac{h}{2} \times \frac{h}{m} ;$$

son bras de levier est

$$ce + ef + \frac{1}{3} fd = \frac{h}{n} + x + \frac{h}{3m}$$

et son moment de résistance $\mathrm{M_T'}$ est

$$\mathrm{M_{T'}} = \pi \frac{h}{2} \times \frac{h}{m} \left(\frac{h}{n} + x + \frac{h}{3m}\right);$$

effectuons les calculs ;

$$\mathrm{M_{T'}} = \pi \left(\frac{h^3}{2mn} + \frac{h^2 x}{2m} + \frac{h^3}{6m^2}\right)$$

En adoptant pour coefficient de stabilité le nombre 2 qui est indiqué par l'expérience, nous devrons, pour déterminer x, égaler

la somme des moments résistants trouvés ci-dessus au double du moment de renversement et il en résultera l'équation fondamentale :

$$2\,M_Q = M_T + M_R + M_{T'}$$

ou en remplaçant ces moments par leurs valeurs algébriques :

$$\frac{1}{3}\,\delta h^3 tg^2\,\frac{\alpha}{2} = \pi\left(\frac{hx^2}{2} + \frac{h^2x}{n} + \frac{h^3}{3n^2} + \frac{h^3}{2mn} + \frac{h^2x}{2m} + \frac{h^3}{6m^2}\right)$$

mettons h et h^3 en facteurs communs, il vient :

$$\frac{1}{3}\,\delta h^3 tg^2\,\frac{\alpha}{2} = \pi h\left(\frac{x^2}{2} + \frac{hx}{n} + \frac{hx}{2m}\right) + \pi h^3\left(\frac{1}{3n^2} + \frac{1}{2mn} + \frac{1}{6m^2}\right)$$

divisions par πh les deux membres de l'équation précédente et mettons x en facteur commun :

$$\frac{h^2}{3\pi}\,\delta tg^2\,\frac{\alpha}{2} = \frac{x^2}{2} + \left(\frac{h}{n} + \frac{h}{2m}\right)x + h^2\left(\frac{1}{3n^2} + \frac{1}{2mn} + \frac{1}{6m^2}\right);$$

faisons passer le dernier terme du second membre de l'équation dans le premier membre, nous obtiendrons en transposant :

$$\frac{x^2}{2} + \left(\frac{h}{n} + \frac{h}{2m}\right)x = \frac{h^2}{3\pi}\,\delta tg^2\,\frac{\alpha}{2} - h^2\left(\frac{1}{3n^2} + \frac{1}{2mn} + \frac{1}{6m^2}\right)$$

multiplions par 2 tous les termes de l'égalité ci-dessus :

$$x^2 + 2\left(\frac{h}{n} + \frac{h}{2m}\right)x = 2\left[\frac{h^2}{3\pi}\,\delta tg^2\,\frac{\alpha}{2} - h^2\left(\frac{1}{3n^2} + \frac{1}{2mn} + \frac{1}{6m^2}\right)\right];$$

d'où l'on tire la valeur de x :

$$x = -h\left(\frac{1}{n} + \frac{1}{2m}\right) \pm \sqrt{h^2\left(\frac{1}{n} + \frac{1}{2m}\right)^2 + 2\left[\frac{h^2}{3\pi}\,\delta tg^2\,\frac{\alpha}{2} - h^2\left(\frac{1}{3n^2} + \frac{2}{2mn} + \frac{1}{6m^2}\right)\right]}$$

effectuons les calculs sous le radical et transposons les termes, il vient :

$$\pm\sqrt{\frac{2h^2}{3\pi}\,\delta tg^2\,\frac{\alpha}{2} + h^2\left(\frac{1}{n^2} + \frac{1}{mn} + \frac{1}{4m^2}\right) - 2h^2\left(\frac{1}{3n^2} + \frac{1}{2mn} + \frac{1}{6m^2}\right)};$$

faisons sortir h^2 du radical, nous aurons en supprimant la seconde parenthèse :

$$\pm h\sqrt{\frac{2}{3\pi}\,\delta tg^2\,\frac{\alpha}{2} + \left(\frac{1}{n^2} + \frac{1}{mn} + \frac{1}{4m^2} - \frac{2}{3n^2} - \frac{1}{mn} - \frac{1}{3m^2}\right)}$$

prenons $3n^2$ pour dénominateur commun des termes en n^2 et $12m^2$ pour dénominateur commun des termes en m^2 et faisons les calculs, nous obtiendrons après simplification :

$$\pm h\sqrt{\frac{2}{3\pi}\delta tg^2\frac{\alpha}{2}+\frac{1}{3n^2}-\frac{1}{12m^2}}$$

et la valeur de x prend la forme suivante :

$$x=-h\left(\frac{1}{n}+\frac{1}{2m}\right)\pm h\sqrt{\frac{2}{3\pi}\delta tg^2\frac{\alpha}{2}+\frac{1}{3n^2}-\frac{1}{12m^2}}$$

enfin, mettons h en facteur commun, et

$$x=h\left[-\left(\frac{1}{n}+\frac{1}{2m}\right)\pm\sqrt{\frac{2}{3\pi}\delta tg^2\frac{\alpha}{2}+\frac{1}{3n^2}-\frac{1}{12m^2}}\right]$$ (Formule n° 3.)

Les constructeurs ont, avons-nous dit, négligé le prisme de terre *dbn* compris entre la paroi interne du mur et le plan vertical mené par l'arête intérieure *d*, pour établir leurs formules ; cette manière de faire ne présente guère d'inconvénients, dans la pratique, car ce prisme ajoute peu à la poussée et dès que le talus a une grande hauteur, la paroi interne du mur est ordinairement disposée par assises en retraite, en sorte que le prisme considéré ajoute à la stabilité de l'ouvrage.

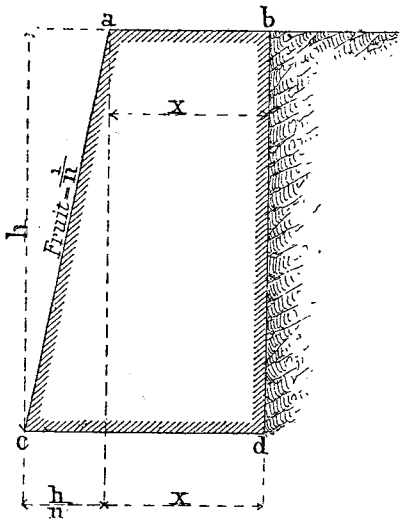


Fig. 8.

Mur avec fruit extérieur. — Quand les murs de soutènement ne présentent qu'un fruit extérieur, comme cela arrive généralement, $\frac{1}{m}=o$ et la formule précédente, après toutes les simplifications qui résultent de cette hypothèse, prend la forme suivante (fig. 8) :

$$x=h\left(-\frac{1}{n}\pm\sqrt{\frac{2}{3\pi}\delta tg^2\frac{\alpha}{2}+\frac{1}{3n^2}}\right)$$ (Formule n° 4.)

Le type ci-contre est habituellement employé pour les murs de soutènement établis le long des routes et des quais.

Murs avec fruit intérieur. — Dans le cas où l'on aurait à construire un mur à paroi extérieure verticale et face intérieure avec fruit, la valeur de x serait donnée par la formule suivante, $\frac{1}{n}$ étant égal à o (fig. 9) :

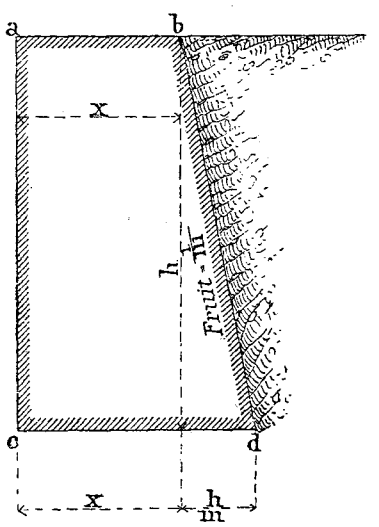


Fig. 9.

$$x = h\left(-\frac{1}{2m} \pm \sqrt{\frac{2}{3\pi}\delta tg^2\frac{\alpha}{2} - \frac{1}{12m^2}}\right) \text{(Form. n° 5.)}$$

Ce genre de murs se rencontre parfois dans les ponts où les culées, au lieu d'être profilées verticalement du côté des terres ou de présenter des retraites, ont un fruit intérieur rachetant la différence de largeur au sommet et à la base.

Murs avec retraites intérieures. — Les murs pleins avec retraites intérieures peuvent être assimilés à des murs ayant un fruit intérieur dont la ligne fictive *bd* passerait par le milieu de chaque retraite (fig. 10). Dès lors, ces murs se calculeront par la formule précédente, bien que, dans ce cas, le poids des terres reposant sur chaque redan vienne s'ajouter au poids du mur pour en augmenter la stabilité. Il serait, d'ailleurs, facile de tenir compte du poids des terres en l'ajoutant au poids du mur dans l'équation des moments de résistance et de renversement, si le cube de terre équivalant au prisme *bdf* était assez important pour ne pas être négligé. Mais presque jamais, en pratique, on ne fait intervenir le poids de ce prisme dans les calculs, afin de laisser plus de sécurité au moment résistant du mur.

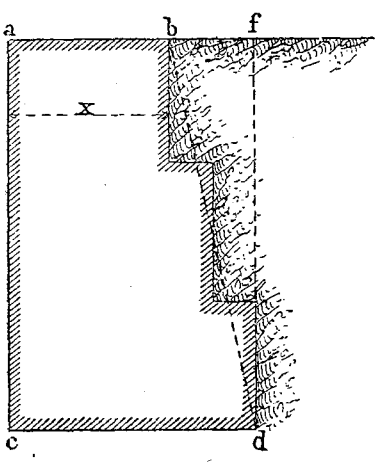


Fig. 10.

Ces murs sont communément employés pour former les culées des voûtes en maçonnerie.

REMBLAIS AVEC SURCHARGES

MURS AVEC FRUITS INTÉRIEUR ET EXTÉRIEUR. — Quand le prisme de plus grande poussée est soumis à une surcharge quelconque, l'équation fondamentale qui sert à déterminer x prend la forme suivante :

$$\frac{h^2}{3} tg^2 \frac{\alpha}{2} \left(\delta h + 2p\right) = \pi \left(\frac{hx^2}{2} + \frac{h^2 x}{n} + \frac{h^3}{3n^2} + \frac{h^3}{2mn} + \frac{h^2 x}{2m} + \frac{h^3}{6m^2}\right)$$

Cette équation, après les simplifications dont elle est susceptible et qui sont analogues à celles de l'équation relative aux murs avec fruits sans surcharge, donne pour la valeur de x :

$$x = h\left[-\left(\frac{1}{n}+\frac{1}{2m}\right) \pm \sqrt{\frac{2}{3\pi} tg^2 \frac{\alpha}{2}\left(\delta + \frac{2p}{h}\right) + \frac{1}{3n^2} - \frac{1}{12m^2}}\right] \text{(Formule n° 6.)}$$

MURS AVEC FRUIT EXTÉRIEUR. — Si le mur n'a qu'un fruit extérieur $\frac{1}{n}$, la quantité $\frac{1}{m}$ devient égale à o et la formule générale prend la forme :

$$x = h\left[-\frac{1}{n} \pm \sqrt{\frac{2}{3\pi} tg^2 \frac{\alpha}{2}\left(\delta + \frac{2p}{h}\right) + \frac{1}{3n^2}}\right] \text{(Formule n° 7.)}$$

MURS AVEC FRUIT INTÉRIEUR. — Quand le mur a sa face extérieure verticale, l'expression $\frac{1}{n}$ est égale à o et la valeur de x est donnée par la formule :

$$x = h\left[-\frac{1}{2m} \pm \sqrt{\frac{2}{3\pi} tg^2 \frac{\alpha}{2}\left(\delta + \frac{2p}{h}\right) - \frac{1}{12m^2}}\right] \text{(Formule n° 8.)}$$

MURS AVEC RETRAITES INTÉRIEURES. — Ces murs se calculent, ainsi que nous l'avons dit, au moyen de la formule précédente n° 8, en supposant une ligne de talus bd remplaçant les retraites et passant par le milieu de chacune d'elles.

REMARQUE. — Si dans la formule générale n° 6, on fait, à la fois, $\frac{1}{n} = o$ et $\frac{1}{m} = o$ la valeur de x devient :

$$x = htg \frac{\alpha}{2} \sqrt{\frac{2}{3\pi}\left(\delta + \frac{2p}{h}\right)}$$

valeur que nous avons obtenue précédemment pour l'épaisseur des murs à parements verticaux et qui se trouve ainsi vérifiée.

MURS JUMEAUX

Lorsque le défaut d'espace ou d'autres considérations conduisent à supprimer les deux talus d'un remblai, on soutient le massif central *bd b'd'* des terres au moyen de deux murs jumeaux, c'est-

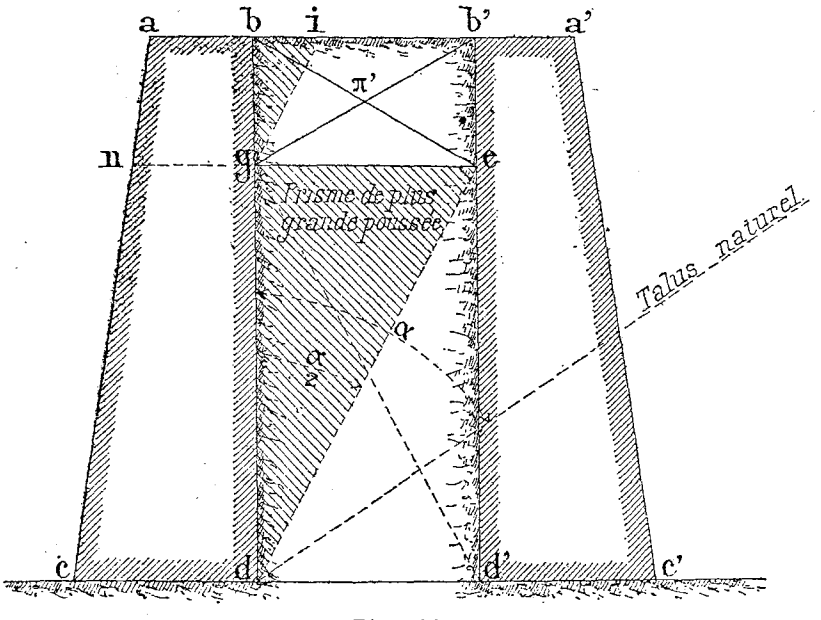


Fig. 11.

à-dire construits simultanément avec ou sans fruits ; c'est le cas des murs en retour des ponts.

Pour déterminer les conditions d'équilibre de ces murs on calcule celles de l'un d'eux comme il suit (fig. 11) :

Soit le mur *abcd;* on prolonge la bissectrice *de* de l'angle α jusqu'à sa rencontre en *e* avec le parement intérieur *b'd'* du second mur ; par ce point *e* on mène la ligne *egn* parallèle à la ligne *aa'* qui limite la surface supérieure des terres à soutenir et l'on obtient ainsi le massif *gbb'e* ou π' qui surmonte le prisme de plus grande poussée *gde* agissant sur la partie correspondante *cdng* du mur considéré.

Au poids de ce massif on ajoute celui résultant du stationnement des voitures dans la longueur des murs de soutènement ; on

rentre alors dans le cas ordinaire d'un mur soutenant un remblai avec ses surcharges permanentes et accidentelles.

Cette circonstance (que l'on ne rencontre pas toujours dans la pratique) n'est pas négligeable, car si la poussée des terres avait une intensité supérieure à la résistance des murs, elle en amènerait fatalement la ruine dans un avenir plus ou moins éloigné.

C'est probablement à des appréciations incomplètes de ces conditions d'équilibre des murs jumeaux que l'on doit les désordres que l'on constate dans certains ouvrages de ce genre.

Observation. — Il est à remarquer que l'on pourrait calculer l'épaisseur de la partie supérieure *abgn* du mur *abcd* en la supposant soumise à l'action combinée du prisme partiel *gbi* et de sa surcharge accidentelle, puis déduire des résultats du calcul un profil moyen de mur satisfaisant à la stabilité pratique, soit au moyen d'un fruit intérieur, soit au moyen de retraites convenablement disposées.

MURS SOUTENANT DES TERRES EN TALUS

Pour calculer l'épaisseur des murs soutenant des terres en talus, on considère, en pratique, le prisme de plus grande poussée comme limité horizontalement à la hauteur du mur suivant *ne* et comme supportant une surcharge *neop* (fig. 6); on rentre alors dans le cas ordinaire d'un remblai avec surcharge.

Les formules générales n^{os} 2 et 6 confirment d'ailleurs cette hypothèse.

Ensuite on tracera, comme nous l'expliquons plus loin, la courbe des pressions pour vérifier les résultats du calcul; cette courbe indiquera les modifications successives à introduire dans l'épaisseur du mur pour arriver à faire travailler convenablement la maçonnerie tout en assurant la stabilité de la construction. — Une maçonnerie travaille convenablement lorsque la pression par centimètre carré sur un joint quelconque approche de la limite de la résistance pratique des matériaux à l'écrasement.

MURS EN SURPLOMB

REMBLAIS SANS SURCHARGES

On peut être amené par mesure d'économie à adopter un profil de mur en surplomb du côté des terres. Toutefois, ce surplomb ne doit pas être assez fort pour que le mur ne puisse se tenir debout lui-même sans le secours de la poussée des terres ; autrement les maçonneries se disloqueraient à la base et les conditions de stabilité ne seraient pas satisfaites,

Il suffit pour parer à cet inconvénient que le centre de gravité

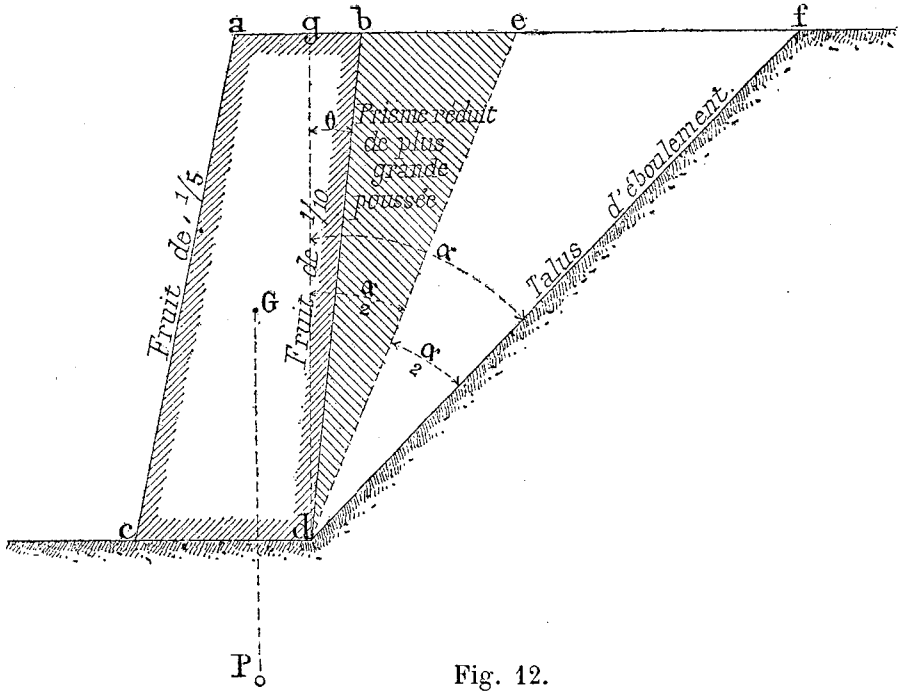


Fig. 12.

du mur ne tombe pas à droite du point *d* (fig. 12) ; généralement, on s'arrange de façon que la verticale GP passant par le centre de gravité du massif de maçonnerie coupe la base entre les 0,66 à 0,70 de cette base, mesurés à partir du point *c*.

Les fruits le plus ordinairement employés dans les murs en surplomb sont les suivants :

1/5 pour le parement extérieur,
1/10 pour le parement intérieur ;

ils donnent un profil de mur tel que, quelle que soit sa hauteur,

son centre de gravité satisfait à la condition ci-dessus énoncée (fig. 12).

On voit les avantages que procurent les murs en surplomb : le prisme de plus grande poussée est notablement réduit, et les terres supprimées sont celles qui ont le plus de tendance à renverser le mur ; la poussée diminue au fur et à mesure que le fruit du parement intérieur augmente, enfin la position du centre de gravité fait que dans un mouvement de glissement le mur tendrait presque autant à s'appuyer sur les terres qu'à se déverser en dehors.

Pour trouver la poussée des terres sur un mur en surplomb *abcd*, M. Gobin remplace le parement intérieur *bd* par une série de redans et il mène par les angles saillants de ces redans des lignes parallèles au talus naturel des terres *df ;* ces lignes déterminent dans le massif des tranches parallèles superposées dont chacune agit sur une partie seulement du parement vertical correspondant et y produit une poussée horizontale (fig. 13).

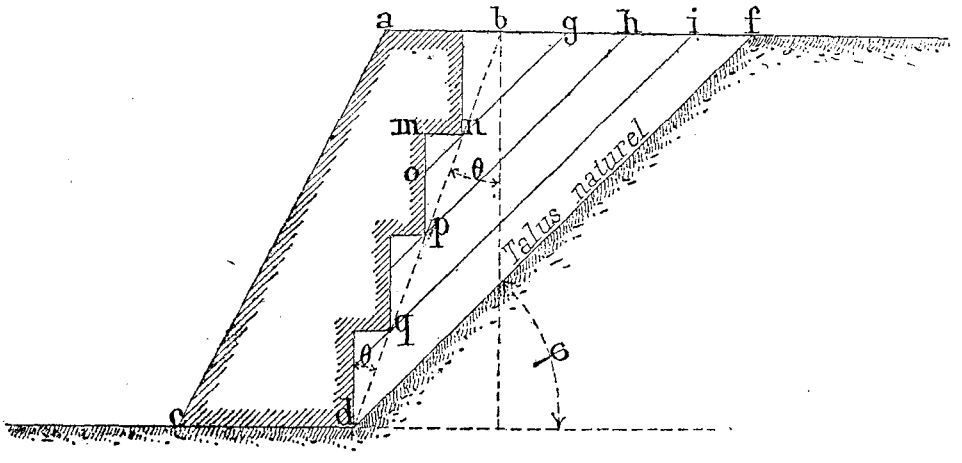


Fig. 13.

Ainsi le parement *mp* est pressé fortement dans la partie *op* par la tranche *opgh* et la partie *mo* l'est infiniment peu par rapport à *op* quand on remplit l'espace *mno* artificiellement par un régalage soigné des terres ; cette partie *mo* ne serait pas pressée si l'espace *mno* restait vide.

Le rapport de la partie pressée *op* à la longueur totale du parement partiel *mp* dépend de l'angle θ que fait le parement en surplomb *bd* avec la verticale et de l'angle φ du talus naturel avec l'horizontale.

En cherchant ce rapport, nous aurons :

$$mn = mp\ tg\theta ;$$
$$mo = mn\ tg\varphi = mp\ tg\theta\ tg\varphi ;$$

d'où :

$$op = mp - mo = mp\left(1 - tg\theta\ tg\varphi\right) ;$$

Le rapport cherché sera donc :

$$\frac{op}{mp} = 1 - tg\theta\ tg\varphi .$$

En supposant que le nombre des redans se multiplie à l'infini, la loi précédente ne cessera pas d'être vraie ; à la limite, elle le sera encore et l'on peut dire que le parement incliné *bd* reçoit une poussée égale à celle que supporterait le parement vertical *dg* (fig. 12), multipliée par le rapport :

$$1 - tg\theta\ tg\varphi$$

En appelant Q*s* cette poussée sur un parement en surplomb, nous aurons :

$$Q_s = Q\left(1 - tg\theta\ tg\varphi\right) = \frac{1}{2}\,\delta h^2 tg^2\,\frac{\alpha}{2}\left(1 - tg\theta\ tg\varphi\right)$$

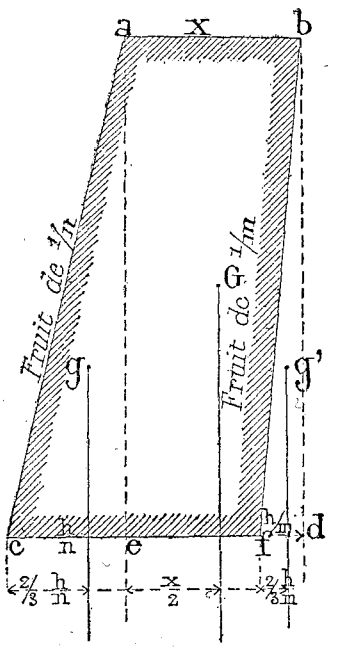


Fig. 14.

La démonstration précédente nous a conduit à chercher, comme il suit, une formule donnant directement l'épaisseur des murs en surplomb.

Moment de la poussée. — Ce moment par rapport à l'arête *c* est égal à :

$$MQ_s = \frac{1}{6}\,\delta h^3 tg^2\,\frac{\alpha}{2}\left(1 - tg\theta\ tg\varphi\right)$$

Moment résistant du mur. — Pour évaluer le moment résistant du mur, nous le décomposerons en un triangle *ace* et en un trapèze *abfe* dont le moment est égal à celui du rectangle *abed* diminué du moment du triangle *bfd* (fig. 14).

Ainsi que nous l'avons vu précédemment, le moment M_T du triangle *ace* est égal à :

$$M_T = \pi\,\frac{h^3}{3n^2}$$

et le moment M_R du rectangle *abed* à :

$$M_R = \pi \left(\frac{hx^2}{2} + \frac{h^2x}{n}\right)$$

Le poids du triangle *bfd* est :

$$\pi \times \frac{bd}{2} \times fd = \frac{\pi h}{2} \times \frac{h}{m} = \frac{\pi h^2}{2m}$$

Son bras de levier est :

$$ce + ef + \frac{2}{3} fd$$

mais

$$ef = ed - fd = x - \frac{h}{m}$$

d'où :

$$ce + ef + \frac{2}{3} fd = \frac{h}{n} + \left(x - \frac{h}{m}\right) + \frac{2}{3}\frac{h}{m}$$

son moment de résistance M_T' est donc :

$$M_{T'} = \frac{\pi h^2}{2m}\left[\frac{h}{n} + \left(x - \frac{h}{m}\right) + \frac{2}{3}\frac{h}{m}\right]$$

effectuons les calculs et mettons π en facteur commun :

$$M_{T'} = \pi \left(\frac{h^3}{2mn} + \frac{h^2x}{2m} - \frac{h^3}{2m^2} + \frac{2h^3}{6m^2}\right)$$

simplifions, il vient finalement :

$$M_{T'} = \pi \left(\frac{h^2x}{2m} + \frac{h^3}{2mn} - \frac{h^3}{6m^2}\right)$$

Le moment M_{TR} du trapèze *abef* est donné par la relation suivante :

$$M_{TR} = M_R - M_{T'}$$

ou en remplaçant les moments par leurs valeurs respectives :

$$M_{TR} = \pi \left[\left(\frac{hx^2}{2} + \frac{h^2x}{n}\right) - \left(\frac{h^2x}{2m} + \frac{h^3}{2mn} - \frac{h^3}{6m^2}\right)\right]$$

effectuons les calculs, nous aurons :

$$M_{TR} = \pi \left(\frac{hx^2}{2} + \frac{h^2x}{n} - \frac{h^2x}{2m} - \frac{h^3}{2mn} + \frac{h^3}{6m^2}\right)$$

En faisant la somme des moments du triangle *ace* et du trapèze *abfe* et en adoptant le coefficient de stabilité 2, nous aurons l'équation fondamentale ci-dessous :

$$\frac{1}{3}\delta h^3 tg^2 \frac{\alpha}{2}\left(1 - tg\theta tg\varphi\right) = \pi \left(\frac{h^3}{3n^2} + \frac{hx^2}{2} + \frac{h^2x}{n} - \frac{h^2x}{2m} - \frac{h^3}{2mn} + \frac{h^3}{6m^2}\right)$$

mettons h et h^3 en facteurs communs :

$$\frac{1}{3}\delta h^3 tg^2\frac{\alpha}{2}\left(1-tg\theta tg\varphi\right)=\pi h\left(\frac{x^2}{2}+\frac{hx}{n}-\frac{hx}{2m}\right)+\pi h^3\left(\frac{1}{3n^2}-\frac{1}{2mn}+\frac{1}{6m^2}\right)$$

divisons par πh les deux membres de l'équation précédente et mettons x en facteur commun :

$$\frac{h^2}{3\pi}\delta tg^2\frac{\alpha}{2}\left(1-tg\theta tg\varphi\right)=\frac{x^2}{2}+x\left(\frac{h}{n}-\frac{h}{2m}\right)+h^2\left(\frac{1}{3n^2}-\frac{1}{2mn}+\frac{1}{6m^2}\right)$$

faisons passer le dernier terme du second membre de l'équation dans le premier membre et transposons :

$$\frac{x^2}{2}+x\left(\frac{h}{n}-\frac{h}{2m}\right)=\frac{h^2}{3\pi}\delta tg^2\frac{\alpha}{2}\left(1-tg\theta tg\varphi\right)-h^2\left(\frac{1}{3n^2}-\frac{1}{2mn}+\frac{1}{6m^2}\right)$$

multiplions par 2 tous les termes de l'égalité ci-dessus :

$$x^2+2x\left(\frac{h}{n}-\frac{h}{2m}\right)=2\left[\frac{h^2}{3\pi}\delta tg^2\frac{\alpha}{2}\left(1-tg\theta\, tg\varphi\right)-h^2\left(\frac{1}{3n^2}-\frac{1}{2mn}+\frac{1}{6m^2}\right)\right]$$

d'où l'on tire pour la valeur de x :

$$x=-h\left(\frac{1}{n}-\frac{1}{2m}\right)\pm$$

$$\pm\sqrt{h^2\left(\frac{1}{n}-\frac{1}{2m}\right)^2+2\left[\frac{h^2}{3\pi}\delta tg^2\frac{\alpha}{2}\left(1-tg\theta\, tg\varphi\right)-h^2\left(\frac{1}{3n^2}-\frac{1}{2mn}+\frac{1}{6m^2}\right)\right]}$$

effectuons les calculs sous le radical et transposons les termes, il vient :

$$\pm\sqrt{\frac{2h^2}{3\pi}\delta tg^2\frac{\alpha}{2}\left(1-tg\theta tg\varphi\right)+h^2\left(\frac{1}{n^2}-\frac{1}{mn}+\frac{1}{4m^2}\right)-2h^2\left(\frac{1}{3n^2}-\frac{1}{2mn}+\frac{1}{6m^2}\right)}$$

faisons sortir h^2 du radical, nous aurons :

$$\pm h\sqrt{\frac{2}{3\pi}\delta tg^2\frac{\alpha}{2}\left(1-tg\theta tg\varphi\right)+\left(\frac{1}{n^2}-\frac{1}{mn}+\frac{1}{4m^2}\right)-2\left(\frac{1}{3n^2}-\frac{1}{2mn}+\frac{1}{6m^2}\right)}$$

effectuons les calculs et supprimons la seconde parenthèse :

$$\pm h\sqrt{\frac{2}{3\pi}\delta tg^2\frac{\alpha}{2}\left(1-tg\theta\, tg\varphi\right)+\left(\frac{1}{n^2}-\frac{1}{mn}+\frac{1}{4m^2}-\frac{2}{3n^2}+\frac{1}{mn}-\frac{1}{3m^2}\right)}$$

prenons $3n^2$ pour dénominateur commun des termes en n^2 et $12\,m^2$

pour dénominateur commun des termes en m^2 et faisons les calculs, nous obtiendrons après simplification :

$$\pm h\sqrt{\frac{2}{3\pi}\,\delta tg^2\frac{\alpha}{2}\left(1-tg\theta\,tg\varphi\right)+\frac{1}{3n^2}-\frac{1}{12m^2}}$$

et la valeur de x prend la forme suivante :

$$x=-h\left(\frac{1}{n}-\frac{1}{2m}\right)\pm h\sqrt{\frac{2}{3\pi}\,\delta tg^2\frac{\alpha}{2}\left(1-tg\theta\,tg\varphi\right)+\frac{1}{3n^2}-\frac{1}{12m^2}}$$

enfin mettons h en facteur commun.

$$x=h\left[-\left(\frac{1}{n}-\frac{1}{2m}\right)\pm\sqrt{\frac{1}{3\pi}\,\delta tg^2\frac{\alpha}{2}\left(1-tg\theta\,tg\varphi\right)+\frac{1}{3n^2}-\frac{1}{12m^2}}\right]$$

(Formule n° 9.)

Vérification. — Si dans cette formule on suppose $\frac{1}{m}=o$, le parement db devient vertical, $\theta=o$; par suite $tg\theta=o$ et l'on retrouve :

$$x=h\left(-\frac{1}{n}\pm\sqrt{\frac{2}{3\pi}\,\delta tg^2\frac{\alpha}{2}+\frac{1}{3n^2}}\right)$$ (Formule n° 4.)

REMBLAIS AVEC SURCHARGES

Quand le prisme de plus grande poussée reçoit une surcharge accidentelle ou permanente, la valeur de x prend la forme suivante :

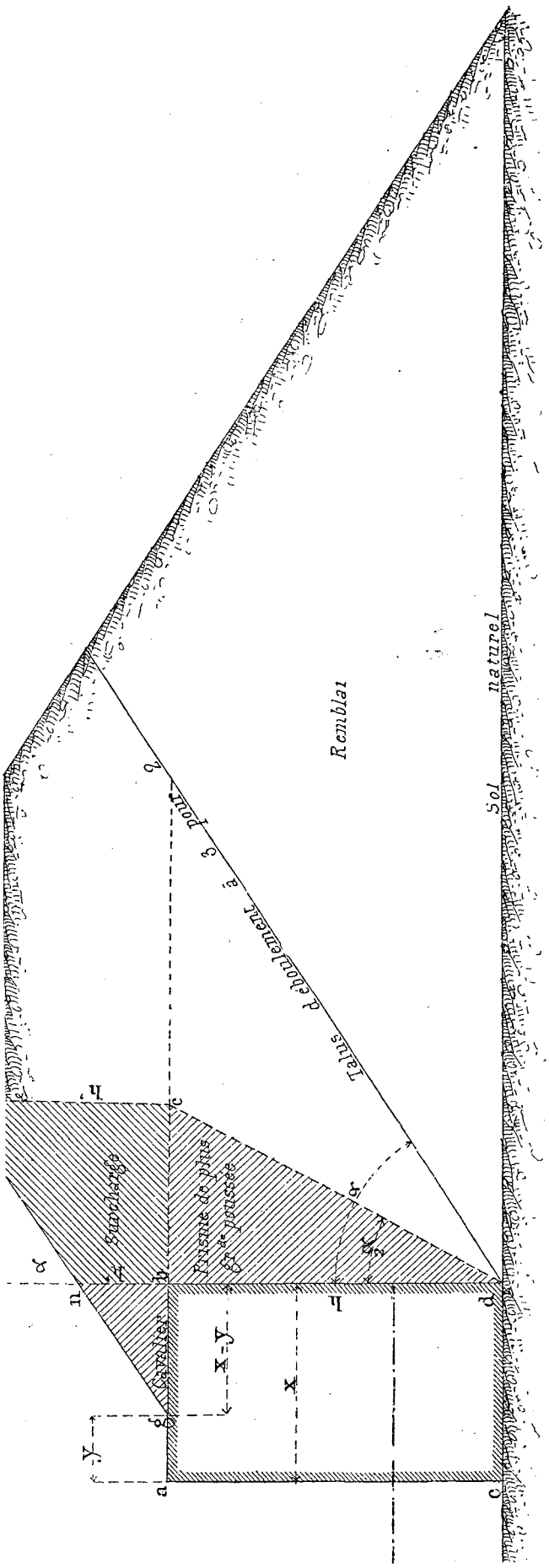
$$x=h\left[-\left(\frac{1}{n}-\frac{1}{2m}\right)\pm\sqrt{\frac{2}{3\pi}tg^2\frac{\alpha}{2}\left(1-tg\theta\,tg\varphi\right)\left(\delta+\frac{2p}{h}\right)+\frac{1}{3n^2}-\frac{1}{12m^2}}\right]$$

(Formule n° 10.)

MURS DE REVÊTEMENT

MURS A PAREMENTS VERTICAUX

Les murs de soutènement ne rachètent parfois qu'une partie des talus des remblais ; dans ce cas, ils se distinguent des murs de soutènement proprement dits en ce que le terre-plein s'élève en cavalier au-dessus du mur qu'il recouvre en partie, comme l'indique la figure 15 ; ils prennent alors le nom de murs de revêtement.



Connaissant la hauteur $bd = h$ du mur et la largeur $ag = y$ de l'espace appelé berme compris entre l'arête supérieure externe a du mur et le pied g du talus extérieur du cavalier, le problème consiste à déterminer l'épaisseur $ab = cd = x$ que doit avoir le mur pour qu'il puisse résister à la poussée des terres, c'est-à-dire ne point être renversé en dehors, en tournant autour de l'arête projetée en c et ne pas glisser sur la base cd.

La théorie de la poussée des terres permet de déterminer la poussée Q normale à la paroi verticale bd du mur ; cette poussée, avons-nous vu, est égale, en tenant compte de la surcharge qui pèse sur le prisme de plus grande poussée, à :

$$Q = \frac{h}{2}\left(\delta h + 2p\right) tg^2 \frac{\alpha}{2}$$

et le moment de cette poussée par rapport à l'arête c est :

$$M_Q = \frac{h^2}{6} tg^2 \frac{\alpha}{2}\left(\delta h + 2p\right)$$

D'un autre côté, le poids du mur est donné par la formule :

$$P = \pi h x \tag{1}$$

et le moment de ce poids par rapport à l'arête c a pour expression :

$$M_K = \pi h \frac{x^2}{2} \tag{2}$$

A ce poids et à ce moment du mur, nous avons à ajouter le poids et le moment du prisme triangulaire de terre dont bgn est la section ; il faut donc les calculer. Nous supposerons, conformément à ce qui se fait en pratique, que le talus extérieur gn du cavalier a l'inclinaison naturelle du talus des terres par rapport à la verticale.

La surface S du triangle gbn a pour expression :

$$S = \frac{1}{2} gb \times nb$$

mais nb est égal à $gb \times \cot \alpha$, d'où :

$$S = \frac{1}{2} \overline{gb^2} \times \cot \alpha$$

D'ailleurs $gb = ab - ag = x - y$, ce qui donne :

$$S = \frac{1}{2} \overline{\left(x - y\right)^2} \cot \alpha$$

et le poids du prisme triangulaire pour une tranche de 1 mètre d'épaisseur est donné par la relation :

$$P' = \frac{1}{2} \delta \overline{\left(x - y\right)^2} \cot \alpha \tag{3}$$

La verticale de son centre de gravité passe aux 2/3 de gb, à partir du point g; le bras de levier du poids P' est donc : $ag + \frac{2}{3} gb$ ou $y + \frac{2}{3}(x - y)$;

Le moment du poids P' s'exprime ainsi :

$$M_{K'} = \frac{1}{2} \delta \overline{\left(x - y\right)^2} \cot \alpha \left[y + \frac{2}{3}\left(x - y\right)\right] \tag{4}$$

Il y aura équilibre statique quand la somme des moments du

mur et du cavalier sera égale au moment de la poussée des terres ; mais pour la stabilité pratique il faudra poser l'égalité :

$M_K + M_{K'} = 2M_Q$ (5) qui conduit à une équation du 3e degré en x.

On formera de même une seconde équation de condition relative au glissement, en posant :

$$0{,}76 \left(P + P'\right) = 2Q \text{ (6) qui est du second degré en } x.$$

On résoudra chacune de ces deux équations par rapport à x et l'on adoptera pour l'épaisseur du mur la plus grande des deux valeurs obtenues.

Mais la longueur des calculs auxquels donne lieu la recherche de l'épaisseur x a engagé les ingénieurs à adopter des formules empiriques qui pussent donner rapidement cette inconnue avec une approximation suffisante. Beaucoup d'entre eux se contentent de donner au mur supposé à parois verticales une épaisseur égale au 1/3 de sa hauteur, règle qui cadre approximativement avec les proportions adoptées par Vauban, mais qui conduit à des épaisseurs exagérées dans le cas de terres légères et de maçonneries très denses. On se rapproche davantage des dimensions exactes en faisant usage de la formule suivante due à M. Poncelet :

$$x = 0{,}845 \; tg \frac{\alpha}{2} \left(h + h'\right) \sqrt{\frac{\delta}{\pi}} \qquad \text{(Formule n° 11.)}$$

où h' représente la hauteur de la surcharge bf ou du cavalier

Dans le cas de maçonneries moyennes où $\alpha = 45°$ et $\delta = \frac{2}{3}\pi$, cette formule devient :

$$x = 0{,}286 \left(h + h'\right)$$

MURS DE REVÊTEMENT AVEC FRUIT EXTÉRIEUR

Méthode statique de la transformation des profils. — Le cas où le revêtement a un talus extérieur se ramène au cas d'un revêtement vertical par une méthode due à Vauban et qui porte le nom de : Méthode de la transformation des profils. Elle consiste à calculer

d'abord l'épaisseur comme si le mur devait avoir ses deux parois verticales et à remplacer ensuite la paroi extérieure par une paroi inclinée sous le fruit ou l'angle donné à l'avance, de manière que le moment du nouveau mur, par rapport à l'arête extérieure de sa base, soit égal au moment de l'ancien mur.

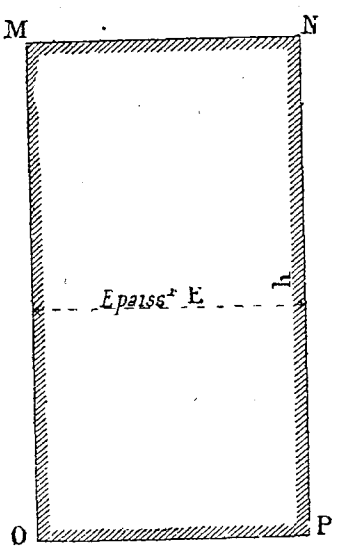


Fig. 16.

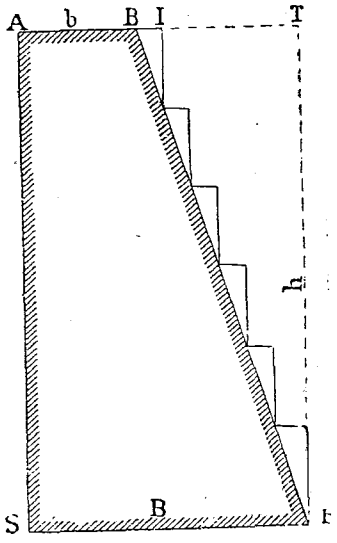


Fig. 16 *bis*.

Soit un mur vertical MNOP d'épaisseur uniforme E et d'une hauteur h, proposons-nous de le remplacer par un mur trapézoïdal ABRS de même hauteur h et d'une épaisseur donnée en couronne $b = AB$; il s'agit de déterminer son épaisseur à la base, $B = SR$ (fig. 16 et 16 *bis*).

Si dans le mur ABRS nous prolongeons l'horizontale AB et que nous menions la verticale RT jusqu'à leur rencontre commune en T, le moment de stabilité du trapèze ABRS sera égal à la différence des moments de stabilité du rectangle ATRS et du triangle BRT.

Le moment du triangle BRT est égal à

$$\frac{BT}{2} \times h \times \frac{BT}{3}$$

mais $BT = B - b$; si l'on remplace BT par cette valeur dans l'équation précédente, on obtient pour le moment du triangle :

$$\frac{B - b}{2} \times h \times \frac{B - b}{3} = \frac{(B - b)^2}{6} \times h$$

Le moment du rectangle ATRS est égal à :

$$B \times h \times \frac{B}{2} = \frac{B^2 h}{2}$$

D'un autre côté, le moment du mur vertical MNOP est égal à

$$Eh \times \frac{E}{2} = \frac{E^2 h}{2};$$

et comme le moment du trapèze doit être égal à celui du rectangle Eh, on aura l'égalité suivante :

$$\frac{B^2h}{2} - \frac{(B-b)^2}{6} \times h = \frac{E^2h}{2};$$

d'où l'on tire pour la valeur de B :

$$B = -\frac{b}{2} + \frac{\sqrt{3}}{2}\sqrt{b^2 + 2E^2}$$

Lorsque la largeur en couronne doit être égale à E, on trouve aussi B = E et l'on retombe sur le mur vertical d'épaisseur uniforme.

Le talus total de la face postérieure est B — b et a pour valeur algébrique :

$$B - b = -\frac{3}{2}b + \frac{\sqrt{3}}{2}\sqrt{b^2 + 2E^2};$$

il devient nul quand b = E ; le parement postérieur est d'aplomb.

Ce mode de transformation des profils permet de convertir les contreforts à section verticale rectangulaire en contreforts à section verticale trapézoïdale ; cette observation nous sera utile plus tard, lorsque nous nous occuperons des murs avec contreforts.

Dans l'exécution, on terminera postérieurement le mur, non pas par le plan en talus BR, mais par une série de retraites rachetant le talus total B — b. Ainsi, la largeur du mur en couronne ne sera pas seulement égale à l'épaisseur b, mais à cette épaisseur accrue de celle d'une des retraites BI.

Une pareille disposition ajoutera à la stabilité, mathématiquement d'abord, parce que le poids du mur sera augmenté ; puis physiquement, pour ainsi dire, parce que la pression des terres agira d'une façon plus efficace sur le parement postérieur.

Exemple numérique. — Prenons comme exemple le mur à parois verticales de 5 mètres de hauteur (fig. 17) : ce mur a une épaisseur uniforme de $1^m,35$ et nous voulons le remplacer par un autre d'égale hauteur et dont l'épaisseur en couronne soit de $0^m,60$ seulement.

L'épaisseur à la base est donnée par la formule :

$$B = -\frac{b}{2} + \frac{\sqrt{3}}{2}\sqrt{b^2 + 2E^2};$$

remplaçons les lettres par leur valeur, il vient :

$$B = -\frac{0,60}{2} + \frac{\sqrt{3}}{2}\sqrt{0,60^2 + 2 \times \overline{1.35}^2} = -0,30 + \frac{\sqrt{3}}{2}\sqrt{4,01};$$

d'où

$$B = -0,30 + 0,866 \times 2,00 = 1^m,43 \text{ soit } 1^m,45$$

Fruit du parement postérieur. — Ce fruit est égal à

$$1^m,45 - 0^m,60 = 0^m,85$$

soit $0^m,17$ par mètre de hauteur. Ce fruit étant peu usité dans la pratique, on lui substituera généralement le fruit de $0^m,20$ par mètre, ce qui donnera pour l'épaisseur à la base :

$$B = 0,60 + 0,20 \times 5 = 1^m,60$$

et fera pécher par excès.

Si l'on remplace le fruit par des retraites dans le parement postérieur du mur, en les échelonnant de mètre en mètre, chacune de ces retraites aura $0^m,20$ de largeur et l'épaisseur b deviendra égale à

$$b = 0,60 + 0,20 = 0^m,80$$

ainsi que nous l'avons vu plus haut.

Procédé graphique. — La pratique a démontré que les murs de revêtement à parements verticaux et ceux à parement intérieur vertical avec fruits extérieurs variant de 0 à 1/6 ont à peu près la même épaisseur au 1/9 de leur hauteur au-dessus de la base.

On a déduit de cette observation la règle suivante pour transformer un profil en un autre.

Au 1/9 de la hauteur d'un mur vertical, à partir de sa base, on mène une horizontale égale à l'épaisseur de ce mur et par l'extrémité de cette horizontale qui se trouve dans le parement extérieur, on trace une ligne inclinée suivant le fruit que l'on veut adopter; on obtient ainsi le profil d'un nouveau mur ayant sensiblement la même stabilité que le premier.

APPLICATIONS DES FORMULES

MURS A PAROIS VERTICALES

REMBLAIS SANS SURCHARGES

Considérons d'abord un mur à parois verticales de 5 mètres de hauteur h, construit avec de la maçonnerie dont la densité $\pi = 2\,500$ kilogrammes et soutenant une terre franche dont le

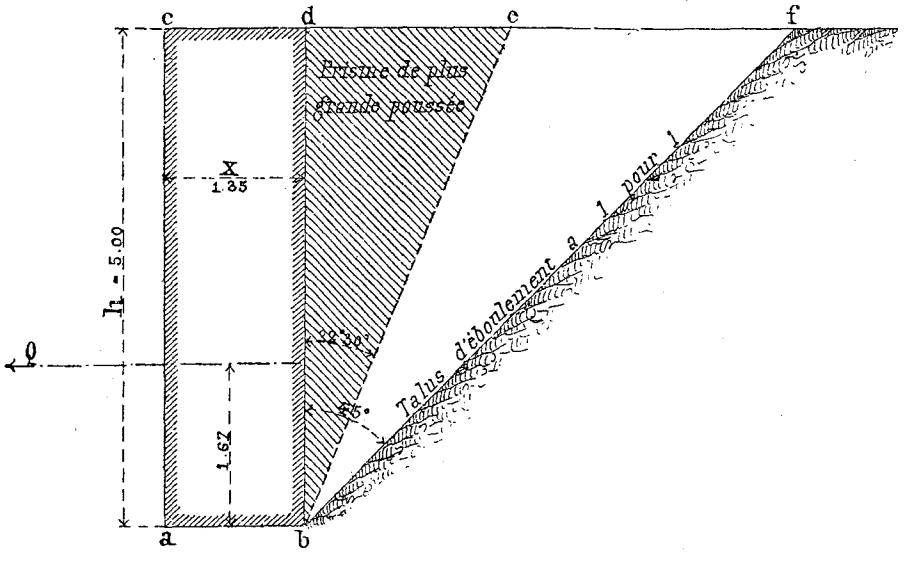


Fig. 17.

poids $\delta = 1\,600$ kilogrammes ; de plus, on sait que le talus d'éboulement des terres est de 45° (fig. 17).

Après avoir tracé la paroi verticale bd égale à 5 mètres, nous menons le talus à 45° bf et la bissectrice be de l'angle qu'il fait avec la verticale bd ; il résulte de cette construction que :

$$\frac{\alpha}{2} = 22°30' ; \; tg \frac{\alpha}{2} \text{ ou } tg\, 22°30' = 0^m,414 \text{ et } tg^2 \frac{\alpha}{2} = 0^m,1714$$

Le prisme de plus grande poussée a pour section le triangle dbe, son poids P est égal à

$$P = \frac{1}{2} \delta h \times de = \frac{1}{2} \delta h^2 tg \frac{\alpha}{2}$$

et la poussée Q est donnée par l'équation suivante, en multipliant P par $tg\,\frac{\alpha}{2}$:

$$Q = \frac{1}{2}\,\delta h^2 tg^2\,\frac{\alpha}{2}$$

Remplaçons les lettres par leurs valeurs, en commençant par la dernière équation :

$$Q = \frac{1}{2}\,1\,600^k \times 25^m \times 0^m,1714 = 3\,428^k$$

Cette poussée est appliquée au 1/3 de la hauteur $bd = h$, à partir du point b, c'est-à-dire que son bras de levier est égal à $1^m,67$; le moment de cette poussée ou de renversement du mur sera donc :

$$M_Q = 3\,428^k \times 1^m,67 = 5\,725^k$$

Appelons x l'épaisseur du mur ; son poids est πhx et son moment de résistance est égal à :

$$M_K = \pi hx \times \frac{x}{2} = \pi h\,\frac{x^2}{2};$$

or

$$\pi h = 2\,500^k \times 5 = 12\,500^k$$

et pour l'équilibre pratique, nous poserons :

$$M_K = 2M_Q$$

ou

$$\pi h\,\frac{x^2}{2} = 5\,725^k \times 2 = 11\,450^k$$

d'où l'on tire :

$$12\,500^k \times x^2 = 11\,450^k \times 2 = 22\,900^k$$

et

$$x^2 = \frac{22900^k}{12500^k}$$

Ce qui donne pour la valeur de x :

$$x = \sqrt{\frac{22900}{12500}} = \sqrt{1,83} = 1^m,35$$

Vérifions ce résultat par le calcul direct de la formule n° 1 donnant la valeur de x :

$$x = htg\,\frac{\alpha}{2}\sqrt{\frac{2\,\delta}{3\,\pi}};$$

$$\frac{\delta}{\pi} = \frac{1\,600^k}{2\,500^k} = 0^k,64; \quad \frac{2 \times 0,64}{3} = 0,426$$

et

$$\sqrt{0,426} = 0,65\,;$$

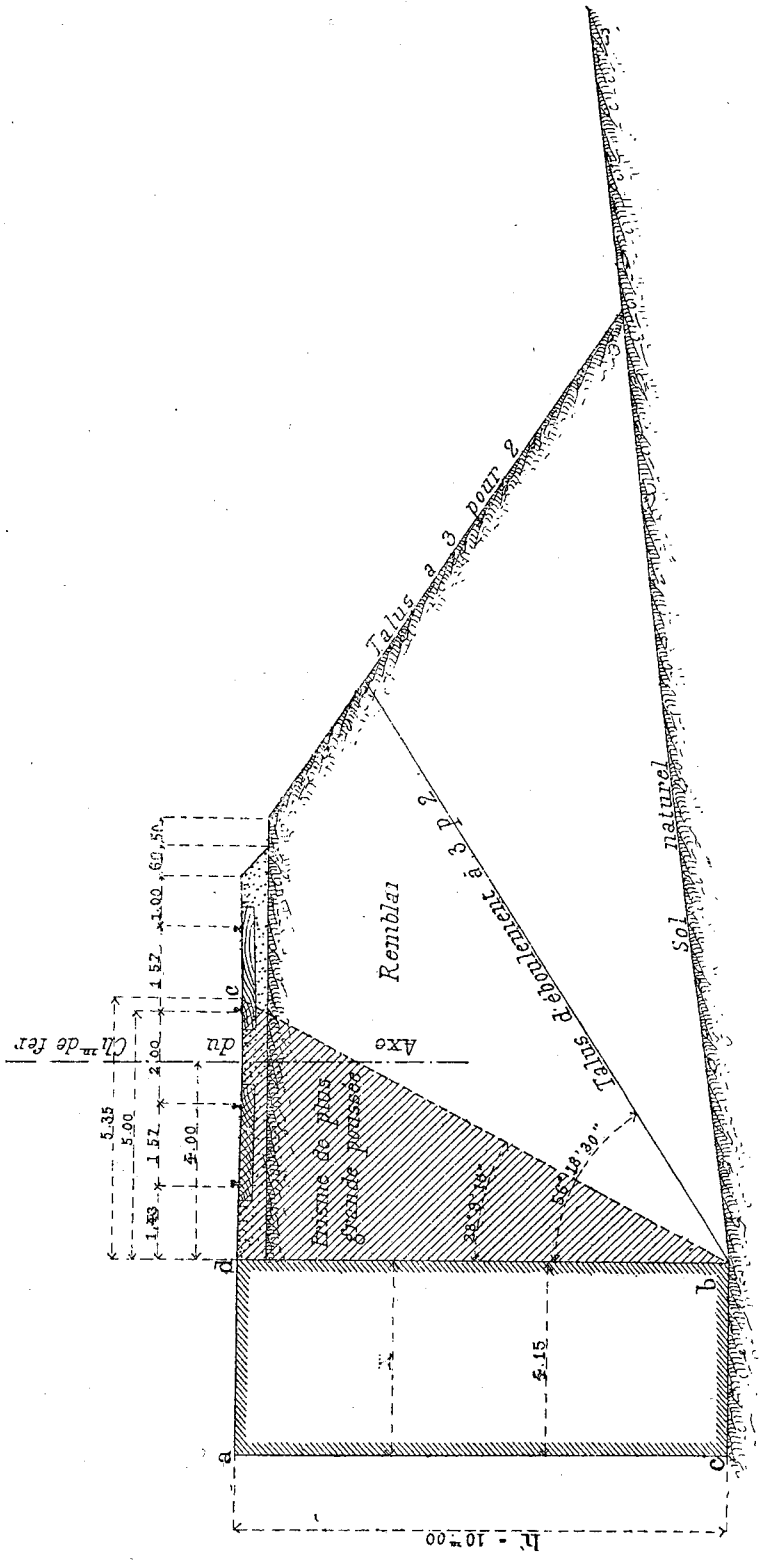


Fig. 18.

$$h\,tg\,\frac{\alpha}{2} = 5 \times 0{,}414 = 2{,}07$$

et

$$x = 0{,}65 \times 2{,}07$$
$$= 1{,}3455 = 1^{m},35$$

Avec des talus à 3 pour 2, l'épaisseur du mur eût été de $1^{m},75$, ce qui fait voir combien est grande l'influence de l'angle de glissement dans la question du soutènement des terres.

REMBLAIS AVEC SURCHARGES

Prenons maintenant un autre mur de 10 mètres de hauteur, construit en maçonnerie dont la densité $\pi = 2\,500$ kilogrammes, soutenant des terres fortes et argileuses légèrement humides, pesant 1 600 kilogrammes et dont le talus d'éboulement est de 56° 18′ 30″, ce qui correspond à une inclinaison de 3 mètres de base pour 2 mètres de hauteur ; de plus, ce mur est soumis à une surcharge résultant du stationnement de machines En-

gerth à 8 roues couplées, pesant chacune 67 tonnes environ, tender compris (fig. 18).

Dans ce cas :

$$h = 10^{m},00 ; \frac{\alpha}{2} = 28^{\circ}09' 15'' ; tg \frac{\alpha}{2} = 0^{m},5352$$

D'abord le prisme de plus grande poussée a pour largeur :

$$de = bdtg \frac{\alpha}{2} = 10 \times 0,5352 = 5^{m},35$$

et son poids est égal à

$$P = \frac{1}{2} \delta h^2 tg \frac{\alpha}{2} ;$$

remplaçons les lettres par leur valeur, il vient :

$$P = \frac{1}{2} 1\,600 \times 100 \times 0,535 = 80\,000 \times 0,535 = 42\,800^{k}$$

Le poids de la machine Engerth (type du Nord), réparti sur ses essieux, donne 12 tonnes pour l'essieu d'avant, poids le plus fort ; nous supposerons donc qu'un essieu plus une roue d'avant reposent sur le prisme de plus grande poussée ; et alors, en appelant π' ce poids de $12\,000^{k} + 6\,000^{k} = 18\,000^{k}$ la poussée

$$Q = \left(P + \pi'\right) tg \frac{\alpha}{2}$$

devient, en remplaçant les lettres par leurs valeurs :

$$Q = \left(42\,800^{k} + 18\,000^{k}\right) \times 0,535 = 32\,528^{k}$$

Cette poussée étant appliquée au tiers de la hauteur du mur, son bras de levier est $\frac{10}{3} = 3^{m},33$ et son moment ou le moment de renversement du mur est égal à :

$$M_Q = 32\,528^{k} \times 3,33 = 108\,318^{k}$$

Appelons x l'épaisseur du mur, son poids est πhx; son bras de levier $\frac{x}{2}$ et son moment de résistance $\pi h \frac{x^2}{2}$; or

$$\pi h = 2\,500^{k} \times 10 = 25\,000^{k} ;$$

pour l'équilibre pratique, nous poserons l'équation :

$$M_K = 2M_Q$$

remplaçons les lettres par leurs valeurs, nous avons :

$$25\,000^k \times \frac{x^2}{2} = 108\,318^k \times 2 = 216\,636^k$$

d'où

$$x^2 = \frac{216\,636^k \times 2}{25\,000^k} = \frac{433\,272}{25\,000} = 17{,}33$$

et

$$x = \sqrt{17{,}33} = 4^m{,}15$$

Nous allons maintenant vérifier ce résultat en calculant directement x par la formule générale :

$$x = h\,tg\,\frac{\alpha}{2}\sqrt{\frac{2}{3\pi}\left(\delta + \frac{2p}{h}\right)}$$

Comme plus haut :

$h = 10^m{,}00$; $tg\,\frac{\alpha}{2} = 0{,}5352$; $\pi = 2\,500^k$ et $3\pi = 7\,500^k$, et $\frac{2}{7\,500} = 0{,}0002667$

Le poids π' du cavalier ou de la surcharge est de 18 000 kilogrammes ; si nous supposons cette surcharge uniformément répartie sur la base *de* du prisme de plus grande poussée, le poids p par mètre carré sera égal à

$$p = \frac{18\,000^k}{5{,}35} = 3\,365^k ;$$

par suite, l'expression $\delta + \frac{2p}{h}$ devient :

$$1\,600^k + \frac{2 \times 3\,365^k}{10} = 1\,600^k + 673^k = 2\,273^k$$

et la quantité sous le radical est égale à :

$$2\,273^k \times 0{,}0002667 = 0{,}6062$$

et

$$\sqrt{0{,}6062} = 0{,}7780$$

enfin

$$x = 0{,}7780 \times 10 \times 0{,}535 = 4^m{,}15, \text{ en nombre rond.}$$

valeur égale à celle précédemment trouvée.

Remarque. — On pourrait, pour certains cas particuliers, supposer que la clôture fût posée sur le milieu du mur de soutènement ; alors la distance réglementaire de 4 mètres, qui doit séparer l'axe de la ligne de l'obstacle le plus voisin, serait mesurée à partir de la nouvelle position de la clôture. Il pourrait résulter de cette hypothèse que la deuxième roue d'avant de la seconde machine stationnant sur la voie droite pesât sur le prisme de plus grande poussée et augmentât ainsi de 6 tonnes le poids de la surcharge. Pour réaliser cette hypothèse, il faut généralement que le mur s'engage sous le ballast.

Enfin, il pourrait arriver que, le mur étant même peu élevé, la nature des remblais donnât un angle de glissement assez ouvert pour que la base du prisme de plus grande poussée atteignît une largeur capable de contenir les deux voies.

Dans ce dernier cas, la base *de* comprendrait le train entier d'avant de la seconde machine, et la surcharge totale qui agirait sur le prisme de plus grande poussée serait de 24 000 kilogrammes.

Murs établis le long des routes. — Quand un mur de soutènement doit être établi le long d'une route, on admet généralement que la plus forte surcharge qui puisse peser sur le prisme de plus grande poussée est représentée par une ou plusieurs voitures à 2 roues pesant 6 000 kilogrammes chacune.

La police du roulage autorise des essieux de $2^{m},50$ de longueur au plus ; cette limite est rarement atteinte et elle descend habituellement à $1^{m},80$; dans ce cas, la distance entre axes des jantes des roues est de $1^{m},60$, au niveau du sol ; par suite, pour déterminer le poids qui surmonte le prisme de plus grande poussée, on suppose que la première voiture est placée contre le parapet du mur considéré et que les autres lui sont juxtaposées sans aucun intervalle entre les extrémités des essieux

Chaque roue pèse donc 3 000 kilogrammes et l'on prend toutes celles qui tiennent sur le prisme pour composer la surcharge totale à répartir sur sa base.

FORMULES SIMPLIFIÉES POUR LES CAS LES PLUS USUELS DE LA PRATIQUE

Talus à 45°. — La formule qui donne la valeur de x dans le cas d'un mur à parois verticales, sans surcharges, devient en faisant :

$\alpha = 45°$; $\delta = 1\,700^k$; $\pi = 2\,200^k$. (Ces valeurs de δ et de π représentent les poids moyens le plus ordinairement adoptés) :

$$x = 0{,}30h. \qquad \text{(Formule n° 12.)}$$

En effet, dans la formule générale :

$$x = h\,tg\,\frac{\alpha}{2}\sqrt{\frac{2}{3}\,\frac{\delta}{\pi}}$$

$$tg\,\frac{\alpha}{2} = 0{,}414214\,;\ \frac{\delta}{\pi} = \frac{1700}{2200} = 0{,}773$$

et

$$\frac{2}{3} \times 0{,}773 = 0{,}5153\,;$$

d'où

$$\sqrt{0{,}5153} = 0{,}71787$$

et

$$0{,}71787 \times 0{,}414214 = 0{,}2974 \text{ soit } 0{,}30\,;$$

ce qui donne pour la valeur de x la formule simplifiée ci-dessus.

Talus à 3 *pour* 2. — Dans le cas où les talus ont une inclinaison de 3 mètres de base pour 2 mètres de hauteur, l'angle du glissement est égal à 56°18′30″ et $tg\,\frac{\alpha}{2} = 0{,}5352$. En conservant $\pi = 2\,200$ kilogrammes, et en donnant à δ la valeur de 1 800 kilogrammes qui lui convient ici :

$$\frac{\delta}{\pi} = \frac{1800}{2200} = 0{,}8182\,;\ \frac{2}{3} \times 0{,}8182 = 0{,}5454\,;\ \sqrt{0{,}5454} = 0{,}7385$$

et

$$0{,}7385 \times 0{,}5352 = 0{,}395 \text{ soit } 0{,}40\,;$$

par suite

$$x = 0{,}40h \qquad \text{(Formule n° 13.)}$$

De ce qui précède, il résulte que, dans la pratique, avec une bonne maçonnerie ordinaire et des talus de glissement usuels, on sera certain de la stabilité d'un mur de soutènement, lorsqu'on

lui donnera comme largeur les 0,35 de la hauteur des terres à soutenir ; en effet :

$$\frac{(0{,}30 + 0{,}40)\,h}{2} = 0{,}35\,h.$$

Cette règle suffit, tant qu'on n'a pas affaire à des hauteurs exceptionnelles ; nous proposerons donc d'adopter pour la valeur générale de x la formule simplifiée qui suit :

$$x = 0{,}35\,h. \qquad \text{(Formule n° 14.)}$$

MURS AVEC FRUITS

REMBLAIS SANS SURCHARGES

Murs avec fruits intérieur et extérieur. — On propose de calculer l'épaisseur d'un mur de soutènement avec fruits intérieur et extérieur, connaissant :

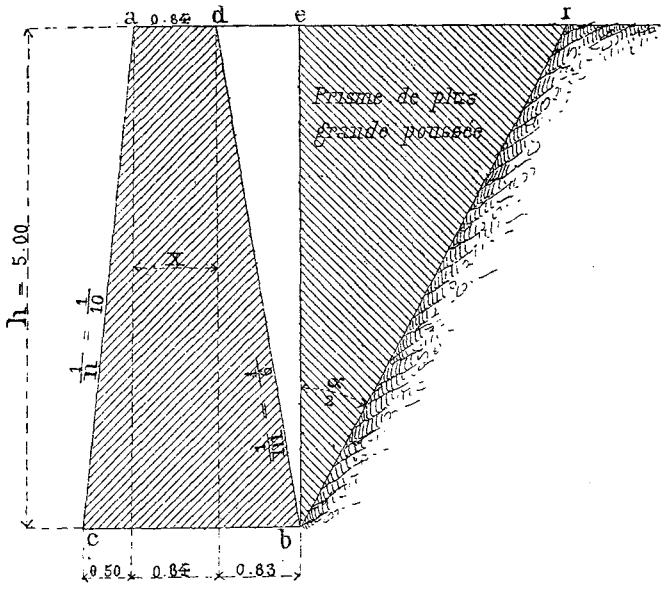


Fig. 19.

$h = 5$ mètres, hauteur du mur égale à celle des terres à soutenir ;

$\alpha = 56°\ 18'\ 30''$, angle correspondant à un talus incliné à 3 pour 2 ; $\frac{\alpha}{2} = 28°09'15''$;

$tg\frac{\alpha}{2} = 0{,}5352$; $tg^2\frac{\alpha}{2} = 0{,}2864$;

$\delta = 1600^k$, poids d'un mètre cube de terre ;

$\pi = 2500^k$, poids d'un mètre cube de maçonnerie ;

$\frac{1}{n} = \frac{1}{10}$, fruit du parement extérieur ;

$\frac{1}{m} = \frac{1}{6}$, fruit du parement intérieur.

La formule générale n° 3

$$x = h\left[-\left(\frac{1}{n} + \frac{1}{2m}\right) \pm \sqrt{\frac{2}{3\pi}\,\delta tg^2\,\frac{\alpha}{2} + \frac{1}{3n^2} - \frac{1}{12m^2}}\right]$$

devient en remplaçant les lettres par leurs valeurs ci-dessus :

$$x = 5\left[-\left(\frac{1}{10} + \frac{1}{12}\right) \pm \sqrt{\frac{2}{3} \times \frac{1600}{2500} \times 0{,}2864 + \frac{1}{300} - \frac{1}{432}}\right]$$

et en simplifiant et prenant le signe + seul admissible :

$$x = 5\left(-\frac{11}{60} + \sqrt{\frac{11}{10800} + \frac{32}{75} \times 0{,}2864}\right) = 0^{m},84 \text{ en nombre rond.}$$

La largeur à la base est donc de

$$0{,}84 + 0{,}50 + 0{,}83 = 2^{m},17$$

et la largeur moyenne de

$$\frac{0{,}84 + 2{,}17}{2} + 1^{m},51.$$

(Voir fig. 19.)

Murs avec fruit extérieur. — L'épaisseur du même mur avec fruit extérieur seulement est donnée par la formule générale n° 4 :

$$x = h\left(-\frac{1}{n} + \sqrt{\frac{2}{3}\frac{\delta}{\pi}tg^{2}\frac{\alpha}{2} + \frac{1}{3n^{2}}}\right)$$

qui devient, en remplaçant les lettres par leurs valeurs :

$$x = 5\left(-\frac{1}{10} + \sqrt{\frac{2}{3} \times \frac{1600}{2500} \times 0{,}2864 + \frac{1}{300}}\right)$$

Simplifions :

$$x = 5\left(-0{,}10 + \sqrt{0{,}125540}\right)$$

d'où enfin

$$x = 5 \times 0{,}25 = 1^{m},25$$

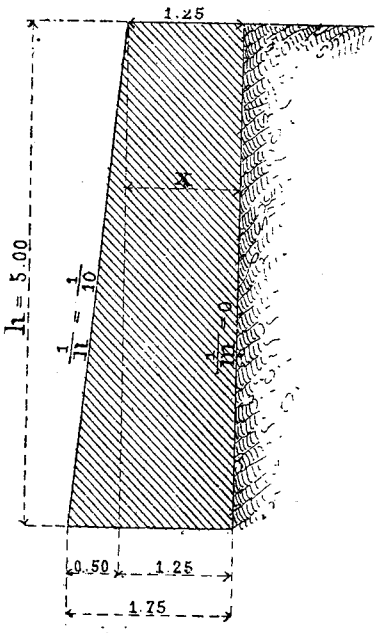


Fig. 20.

La largeur à la base est donc de

$$1^{m},25 + 0^{m},50 = 1^{m},75$$

et la largeur moyenne de

$$\frac{1{,}75 + 1{,}25}{2} = 1^{m},50$$

(Voir fig. 20.)

Murs avec fruit intérieur. — Dans ce cas, l'épaisseur du mur est donnée par la formule générale n° 5 :

$$x = h\left(-\frac{1}{2m} + \sqrt{\frac{2}{3}\frac{\delta}{\pi} \times tg^{2}\frac{\alpha}{2} - \frac{1}{12m^{2}}}\right)$$

Remplaçons les lettres par leurs valeurs :

$$x = 5\left(-\frac{1}{12} + \sqrt{\frac{2}{3} \times \frac{1600}{2500} \times 0{,}2864 - \frac{1}{432}}\right)$$

Simplifions :

$$x = 5\left(-0{,}0833 + \sqrt{0{,}119393}\right)$$

d'où enfin :

$$x = 1^{m},31$$

La largeur à la base est donc de :

$$1{,}31 + 0{,}83 = 2^{m},14$$

et la largeur moyenne de :

$$\frac{1{,}31 + 2{,}14}{2} = 1^{m},73.$$

(Voir fig. 21.)

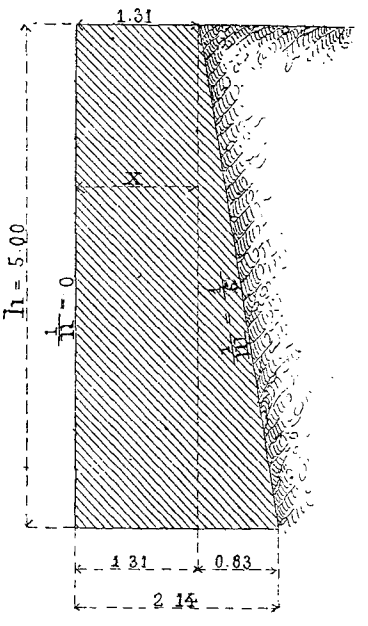


Fig. 21.

REMBLAIS AVEC SURCHARGES

Murs avec fruits intérieur et extérieur. — Nous nous proposons de calculer l'épaisseur d'un mur de soutènement avec fruits extérieur et intérieur, sachant que :

$h = 5^{m},00$, hauteur égale à celle des terres à soutenir ;

$\alpha = 56° 18' 30''$; $\frac{\alpha}{2} = 28° 09' 15''$; $tg\,\frac{\alpha}{2} = 0{,}5352$ et $tg^2\,\frac{\alpha}{2} = 0{,}2864$;

$\delta = 1\,600^{k}$; $\pi = 2\,500^{k}$; $\frac{1}{n} = \frac{1}{10}$; $\frac{1}{m} = \frac{1}{6}$

de plus, ce mur est soumis à l'action d'une surcharge résultant du stationnement d'une machine Engerth (type du Nord), pesant 67 tonnes environ (fig. 22).

La base *ef* du prisme de plus grande poussée est égale à :

$$be \times tg\,\frac{\alpha}{2} = 5 \times 0{,}5352 = 2^{m},675 = 2^{m},68$$

et la distance *df* est égale à :

$$0{,}83 + 2{,}68 = 3^{m},51.$$

D'un autre côté, la distance réglementaire de 4 mètres à l'obstacle le plus voisin, diminuée de la largeur de la demi-entrevoie,

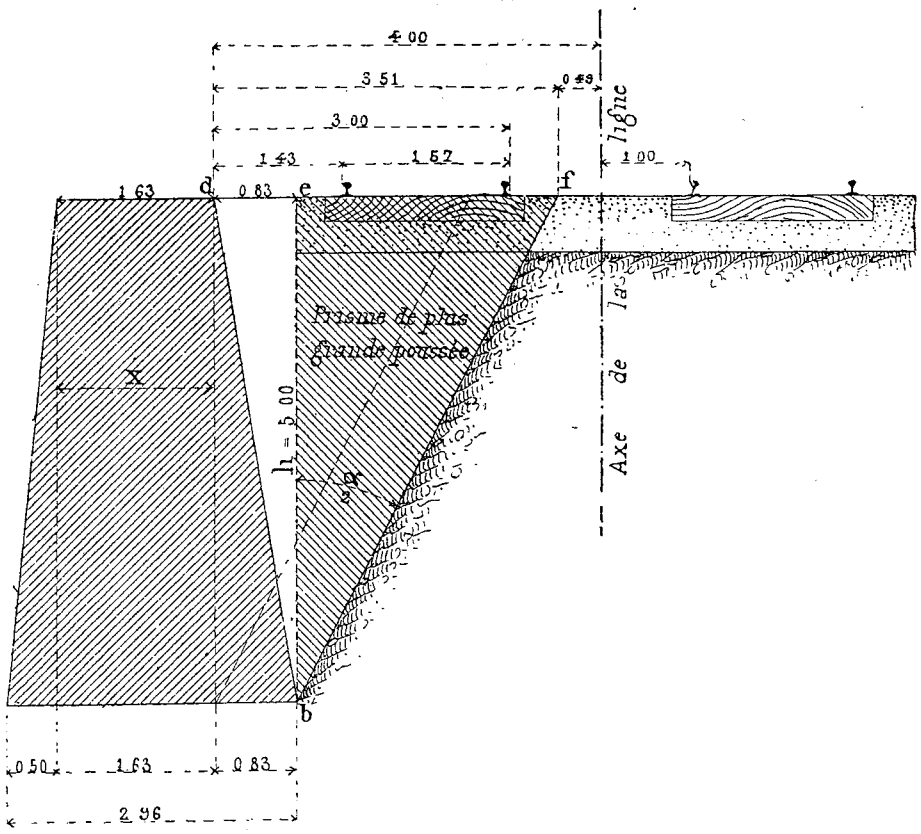


Fig. 22.

est égale à 3 mètres, d'où il résulte que le prisme de plus grande poussée supporte les deux roues du train d'avant de la machine, soit 12 000 kilogrammes.

Cette surcharge, répartie uniformément sur la base du prisme de plus grande poussée, donne, comme nous l'avons fait précédemment, pour la valeur de p :

$$p = \frac{12\,000^{k}}{2\,675} = 4\,485^{k}$$

Cela posé, la formule générale n° 6

$$x = h\left[-\left(\frac{1}{n}+\frac{1}{2m}\right) \pm \sqrt{\frac{2}{3\pi}\,tg^{2}\frac{\alpha}{2}\left(\delta+\frac{2p}{h}+\frac{1}{3n^{2}}-\frac{1}{12m^{2}}\right.}\right]$$

donne en remplaçant les lettres par leurs valeurs et prenant le signe + :

$$x = 5\left[-\left(\frac{1}{10}+\frac{1}{12}\right)+\sqrt{\frac{2}{7500}\times 0{,}2864\left(1600+\frac{4\,485^{k}\times 2}{5}\right)+\frac{1}{300}-\frac{1}{432}}\right]$$

Simplifions :

$$x = 5\left(-\frac{11}{60}+\sqrt{0{,}0002667\times 0{,}2864\times 3\,394^{k}+\frac{11}{10\,800}}\right) = 1^{m},63$$

La largeur à la base est donc de :

$$1{,}63 + 0{,}50 + 0{,}83 = 2^{m},96$$

et la largeur moyenne de :

$$\frac{1{,}63 + 2{,}96}{2} = 2^{m},30.$$

Murs avec fruit extérieur. — L'épaisseur du même mur avec fruit extérieur seulement est donnée par la formule générale n° 7 :

$$x = h\left[-\frac{1}{n}\pm\sqrt{\frac{2}{3\pi}\,tg^{2}\,\frac{\alpha}{2}\left(\delta+\frac{2p}{h}\right)+\frac{1}{3n^{2}}}\right];$$

en admettant, comme ci-dessus, que le prisme de plus grande poussée supporte une surcharge de 4 485 kilogrammes par mètre carré (bien que cette supposition ne se réalise plus ici), pour pouvoir comparer entre elles les dimensions obtenues, la formule devient en y remplaçant les lettres par leurs valeurs :

$$x = 5\left[-\frac{1}{10}+\sqrt{0{,}0002667\times 0{,}2864\left(1\,600+\frac{4\,485\times 2}{5}\right)+\frac{1}{300}}\right]$$

Simplifions :

$$x = 5\left(-\frac{1}{10}+\sqrt{0{,}0002667\times 0{,}2864\times 3\,394^{k}+0{,}00333}\right)$$

D'où enfin

$$x = 2^{m},05.$$

La largeur à la base est donc de :

$$2{,}05 + 0{,}50 = 2^{m},55$$

et la largeur moyenne de :

$$\frac{2{,}05 + 2.55}{2} = 2^{m},30$$

en tenant compte seulement de la surcharge réelle de 6 000 kilogrammes qui pèse sur le prisme de plus grande poussée, $x = 1^{m},70$ et la largeur moyenne du mur est de

$$\frac{2{,}20 + 1{,}70}{2} = 1^{m},95.$$

Murs avec fruit intérieur. — La formule générale n° 8 :

$$x = h\left[-\frac{1}{2m} + \sqrt{\frac{2}{3\pi} \times tg^2\frac{\alpha}{2}\left(\delta + \frac{2p}{h}\right) - \frac{1}{12m^2}}\right]$$

donne en remplaçant les lettres par leurs valeurs :

$$x = 5\left[-\frac{1}{12} + \sqrt{\frac{2}{7\,500} \times 0{,}2864 \times \left(1\,600^{k} + \frac{4\,485^{k} \times 2}{5}\right) - \frac{1}{432}}\right]$$

Simplifions :

$$x = 5\left(-\frac{1}{12} + \sqrt{0{,}0002667 \times 0{,}2864 + 3\,394^{k} - \frac{1}{432}}\right)$$

D'où

$$x = 2^{m},15.$$

La largeur à la base est donc de :

$$2{,}15 + 0{,}83 = 2^{m},98$$

et la largeur moyenne de :

$$\frac{2.15 + 2{,}98}{2} = 2^{m},57.$$

MURS EN SURPLOMB

REMBLAIS SANS SURCHARGES

Soit un mur en surplomb de 5 mètres de hauteur avec un fruit extérieur de 1/5 et un fruit intérieur de 1/10 construit avec de la maçonnerie pesant 2 200 kilogrammes et soutenant des terres

dont la densité est de 1 600 kilogrammes, avec talus d'éboulement à 3 pour 2 (fig. 23).

$$x = h\left[-\left(\frac{1}{n} - \frac{1}{2m}\right) \pm \sqrt{\frac{2}{3\pi}\,\delta\, tg^2\frac{\alpha}{2}\left(1 - tg\,\theta\, tg\varphi\right) + \frac{1}{3n^2} - \frac{1}{12m^2}}\right]$$

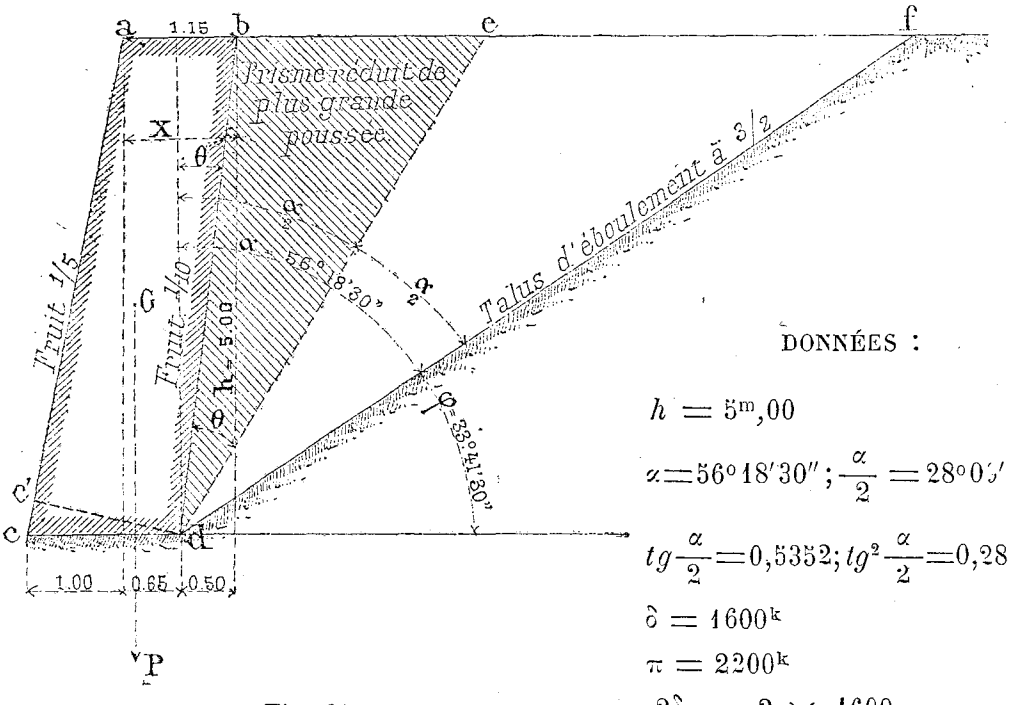


Fig. 23.

DONNÉES :

$h = 5^{m},00$

$\alpha = 56°18'30''$; $\frac{\alpha}{2} = 28°09'15''$

$tg\frac{\alpha}{2} = 0,5352$; $tg^2\frac{\alpha}{2} = 0,2864$;

$\delta = 1600^{k}$

$\pi = 2200^{k}$

$\frac{2\delta}{3\pi} = \frac{2 \times 1600}{3 \times 2200} = 0,485$

$\frac{1}{n} = \frac{1}{5} = 0,20$; $n^2 = 25$; $\frac{1}{3n^2} = \frac{1}{75} = 0,0133$

$\frac{1}{m} = \frac{1}{10} = 0,10$; $\frac{1}{2m} = \frac{1}{20} = 0,05$; $m^2 = 100$: $\frac{1}{12m^2} = \frac{1}{1200} = 0,000834$

$tg\theta = 0,10$

$tg\varphi = 0,667$

$tg\theta\, tg\varphi = 0,0667$

$1 - tg\theta\, tg\varphi = 0,933$

En remplaçant les lettres par leurs valeurs dans la formule précédente elle devient en prenant le signe + seul admissible :

$$x = 5\left[-\left(0,20 - 0,05\right) + \sqrt{0,485 \times 0,2864 \times 0,933 + 0,0133 - 0,000834}\right]$$

Simplifions :

$$x = 5\left(-0,15 + 0,38\right) = 5 \times 0,23$$

D'où :

$$x = 1^{m},15$$

la largeur à la base est donc de :

$$1,00 + \left(1,15 - 0,50\right) = 1^{m},65$$

et la largeur moyenne de :

$$\frac{1,15 + 1,65}{2} = 1^{m},40$$

Remarque. — L'épaisseur x ci-dessus est inférieure à celle du mur (fig. 20) avec parement intérieur vertical et avec fruit extérieur construit en matériaux durs pesant 2 500 kilogrammes le mètre cube et d'un prix généralement élevé ; il y a donc économie à faire des murs en surplomb, car on peut obtenir la même stabilité que dans les autres types avec des matériaux légers et coûtant meilleur marché.

REMBLAIS AVEC SURCHARGES

Nous ne donnerons pas d'exemple numérique des calculs à faire pour déterminer l'épaisseur des murs en surplomb soutenant des terres avec surcharges, car la marche à suivre est identique à celle que nous avons indiquée dans l'exemple ci-dessus.

FORMULES SIMPLIFIÉES POUR LES CAS LES PLUS USUELS DE LA PRATIQUE

Les données que nous avons adoptées dans l'exemple précédent sont assez usuelles et le résultat auquel elles conduisent peut être exprimé par la formule générale très simple :

$$x = 0,23\ h \qquad \text{(Formule n° 14.)}$$

Mais en faisant $\delta = 1\,400$ kilogrammes dans la formule n° 9, la valeur de x deviendrait :

$$x = 0,20\ h \qquad \text{(Formule n° 15.)}$$

Dans ses *Essais d'architecture*, M. Edmond Roy propose d'adop-

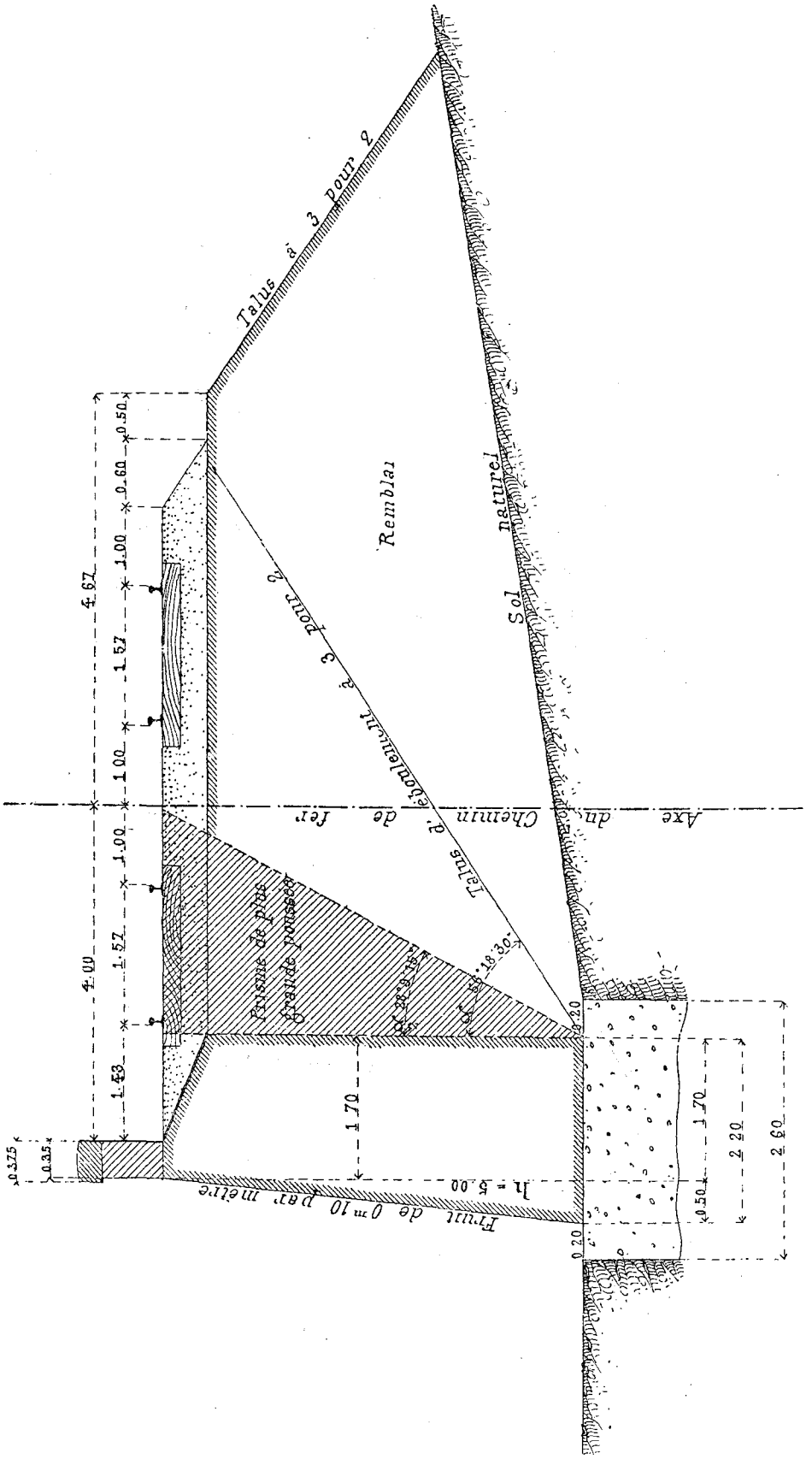


Fig. 24.

ter les formules suivantes, qui sont d'une extrême simplicité et qui donnent l'épaisseur moyenne E des murs en surplomb pour les cas ordinaires de la pratique avec fruits extérieur de 1/5 et intérieur de 1/10 :

pour $h < 2$ mètres : $E = 0{,}10 + 0{,}25\ h$ (Formule n° 16.)

pour $h > 2$ mètres : $E = 0{,}25\ h$ (Formule n° 17.)

Observation. — Toutes les fois que les fondations d'un mur ne seront pas appuyées et encastrées dans le rocher, le plan d'assiette *c'd* des fondations sera perpendiculaire au parement extérieur *ac*, c'est-à-dire avec une pente de $0^m,20$ par mètre vers les terres.

Disposition usuelle des murs de soutènement. — La figure 24 représente le type le plus habituellement employé pour construire les murs de soutènement le long des lignes ferrées. Ce type satisfait d'abord à la condition rigoureuse de laisser une distance libre de 4 mètres entre l'axe des voies et l'obstacle le plus voisin ; ensuite il assure l'écoulement des eaux vers l'intérieur des terres, par la disposition en glacis de la partie supérieure du mur, tout en diminuant le cube des maçonneries ; enfin la chape en ciment de $0^m,03$ d'épaisseur et la couche de ballast qui recouvrent le glacis protègent le massif contre les infiltrations et contre les dégradations extérieures.

Remarque. — Lorsqu'un mur de soutènement est très élevé et, par suite, suffisamment épais pour que l'un des rails se trouve placé au-dessus du massif de maçonnerie, on retombe dans le cas d'un mur de revêtement dont le cavalier est le poids du 1/2 essieu d'une machine Engerth, soit 6 000 kilogrammes pour le type du Nord. Cette circonstance ne doit pas être négligée dans la pratique ; et il convient de modifier l'épaisseur du mur primitivement calculée pour le cas d'un mur de soutènement, conformément à la formule qui sert à régler l'épaisseur des murs de revêtement.

MURS CONSOLIDÉS PAR DES CONTREFORTS

CONSIDÉRATIONS PRÉLIMINAIRES

On augmente beaucoup la stabilité des murs de soutènement en construisant des contreforts en maçonnerie reliés à leur face qui est en contact avec les terres ou à leur face opposée ; les premiers, appelés *contreforts intérieurs*, ont l'avantage de diviser le prisme de la plus grande poussée et, par suite, d'en diminuer les efforts de renversement, mais ils sont exposés à se détacher du masque ou mur proprement dit sous la poussée des terres ; les seconds, appelés *contreforts extérieurs*, loin de tendre à se séparer du mur, s'y appliquent, au contraire, plus fortement sous l'action des terres et, dès lors, ils remplissent bien réellement leur but qui est de contre-buter le masque.

L'épaisseur à donner à la partie du mur comprise entre deux contreforts, ainsi que les dimensions de ces derniers, pour qu'il y ait à la fois stabilité suffisante et diminution du cube de maçonnerie, ont été l'objet d'études théoriques et d'expériences pratiques nombreuses de la part de plusieurs ingénieurs et constructeurs distingués ; mais leurs formules sont longues et difficiles à appliquer, c'est pourquoi nous proposons de ramener la question à des considérations plus simples desquelles nous déduirons des formules d'un usage plus facile et conduisant à des conditions satisfaisantes sous le rapport de la stabilité.

Ces considérations sont les suivantes :

D'après ce que nous savons, la poussée des terres est donnée par la relation :

$$Q = \frac{1}{2}\,\delta h^2 tg^2\,\frac{\alpha}{2}\,;$$

si nous introduisons dans cette formule les données généralement adoptées par les constructeurs, savoir :

$\alpha = 56°18'30''$, angle de glissement correspondant à une inclinaison de 3 pour 2 ; $\delta = 1\,800^k$; $\pi = 2\,200^k$:

la valeur de $tg\,\frac{\alpha}{2}$ devient :

$$tg\,\frac{\alpha}{2} = 0{,}5352 \text{ et } tg^2\,\frac{\alpha}{2} = 0{,}2864$$

d'où, en remplaçant les lettres par leurs valeurs :

$$Q = \frac{1}{2}\, 1\,800\, h^2 \times 0{,}2864 = 258\, h^2$$

Moment de la poussée. — Le moment de cette poussée sera donc :

$$M_Q = 258\, h^2 \times \frac{h}{3} = \frac{258 h^3}{3} = 86\, h^3 \text{ en nombre rond.}$$

Moment résistant du mur. — Le moment résistant d'un mur à parois verticales est :

$$M_K = \pi h \frac{x^2}{2} = 2\,200^k \times \frac{h x^2}{2} ;$$

mais, si l'on se rappelle qu'un mur, dont l'épaisseur x est égale aux $0^m,40$ de la hauteur, satisfait convenablement à l'équilibre pratique, l'égalité ci-dessus prend la forme :

$$M_K = 2\,200^k \times \frac{h}{2} \times \overline{0{,}40^2} \times h^2 = 2\,200^k \times \frac{\overline{0{,}40^2}}{2} \times h^3 = 176\, h^3.$$

Coefficient de stabilité. — Le moment de la poussée ayant été trouvé plus haut de $86h^3$, le coefficient de stabilité sera donc :

$$\frac{176}{86} = 2, \text{ résultat conforme à l'expérience.}$$

Dès lors, quelle que soit la forme d'un mur de soutènement, on peut admettre que ses dimensions seront convenables, lorsque son moment sera égal au moment de résistance du mur vertical dont l'épaisseur est les $0^m,40$ de la hauteur et que nous appellerons désormais *Mur-type*.

Glissement du mur sur ses fondations. — Lorsqu'un mur de soutènement aura été établi dans les conditions de stabilité décrites ci-dessus, on n'aura pas à craindre qu'il glisse sur ses fondations ; il suffit, pour s'en convaincre, de comparer pour le mur-type la force qui tend à le faire glisser et la résistance qu'il oppose à cette force.

La force qui le sollicite au glissement est la poussée horizontale des terres :

$$Q = 258\, h^2.$$

La résistance au glissement est égale au poids du mur multiplié par le coefficient du frottement qui est généralement de 0,76 ; cette résistance sera donc :

$$R = 0{,}76\ \pi h x$$

et en remplaçant les lettres par leurs valeurs :

$$R = 0{,}76 \times 2\,200^{k} \times h \times 0{,}40\ h = 0{,}76 \times 2\,200^{k} \times 0{,}40\ h^{2} = 669\ h^{2},$$

en nombre rond.

ce qui montre que la résistance du mur est égale à :

$$\frac{669}{258} = 2{,}63$$

soit plus de deux fois et demie supérieure à la force qui sollicite le mur au glissement et que, par conséquent, la construction est réellement garantie contre toutes les chances de glissement.

En thèse générale, il faudra, pour qu'un mur ne soit pas exposé à glisser sur ses fondations, que l'on ait :

$$R > Q$$

et à la limite :

$$R = Q$$

Cette manière de procéder pour calculer la résistance R des murs au glissement sur leurs fondations est générale et s'applique à tous les types de murs avec ou sans fruits. On néglige avec intention de faire entrer dans la formule ci-dessus la cohésion des mortiers qui viendrait diminuer encore les chances de glissement, afin d'obtenir une certitude absolue de la stabilité des murs à construire.

Ces considérations fondamentales posées, nous allons examiner successivement les murs à contreforts extérieurs et les murs à contreforts intérieurs.

MURS A CONTREFORTS EXTÉRIEURS

Dans certains cas particuliers, on consolide les murs de soutènement au moyen de contreforts placés à l'extérieur. Cette dispo-

sition, quand elle peut être adoptée, est très économique, car la masse principale du mur étant très éloignée de l'arête extérieure de la base autour de laquelle le renversement tend à se produire, le bras de levier du mur par rapport à cette arête devient plus grand et, dès lors, sa section devient plus petite pour que son moment de stabilité demeure constant.

Au point de vue pratique, ces contreforts sont très efficaces ; aussi, dans ces sortes de murs, n'a-t-on plus à redouter que la courbure dans le sens horizontal que le masque tend à prendre extérieurement sous l'effort de la poussée.

Le moyen le plus efficace pour éviter cette courbure est de ne pas trop les éloigner les uns des autres ; un intervalle libre de

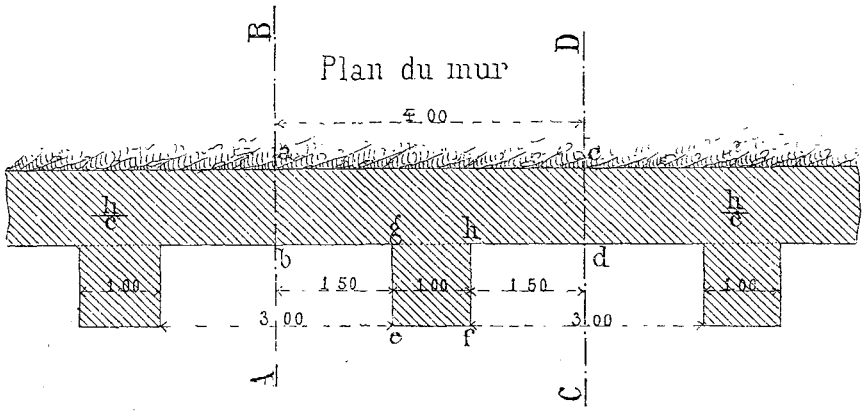


Fig. 25.

3 mètres laissé entre eux et une largeur de 1 mètre donnée aux contreforts sont des dimensions moyennes ordinairement adoptées.

Quant à leur forme, elle est généralement rectangulaire en plan ; on pourrait leur donner la forme trapézoïdale comme Vauban l'a fait et les relier, en outre, aux masques par des quarts de cercle pour mieux établir la solidarité et diminuer encore les chances de flexion du masque entre deux contreforts ; mais cette disposition serait plus coûteuse qu'utile. D'ailleurs, il sera toujours facile de les transformer en contreforts trapézoïdaux par la *méthode de la transformation des profils*.

Cherchons maintenant une formule simple donnant les dimensions de ces sortes de murs, en partant toujours de cette condition

fondamentale qu'ils présentent le même moment de stabilité que le mur vertical-type

Pour cela, nous admettons que la partie du mur comprise entre les deux plans verticaux AB et CD menés par les milieux des intervalles voisins puisse être considérée comme un bloc homogène, hypothèse admissible à cause du peu d'intervalle relatif laissé entre les contreforts. Le bloc tendant à être renversé par les poussées autour de l'arête *ef* de la base du contrefort, nous prendrons les moments par rapport à cette arête (fig. 25 et 25 *bis*).

Les données du problème seront donc les suivantes :

Distance des contreforts, d'axe en axe = 4 mètres ;

Intervalles entre les contreforts = 3 mètres ;

Largeur des contreforts = 1 mètre ;

Hauteur du mur égale à celle des terres à soutenir = h ;

Epaisseur du masque supposé vertical = $\frac{h}{c}$ valeur déduite de l'expérience.

Coupe du mur suivant AB

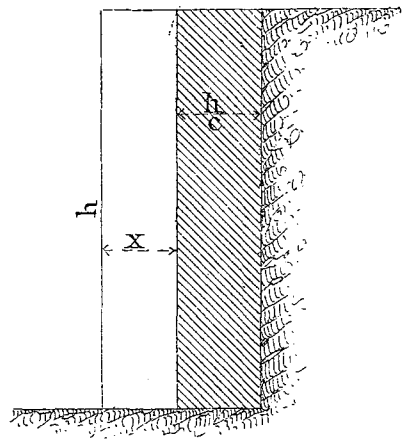


Fig. 25 *bis*.

La seule inconnue à déterminer est la saillie x que les contreforts doivent avoir sur le nu du mur.

Moment résistant du mur. — Pour évaluer le moment résistant du mur, nous chercherons le moment résistant du masque *abcd* compris entre les deux plans verticaux AB et CD espacés de 4 mètres, puis le moment résistant du contrefort *efgh*.

Le poids du masque *abcd* pour 4 mètres de longueur est égal à :

$$\mathrm{P}\left(abcd\right) = \frac{4h}{c} \times \pi h$$

son bras de levier est $\frac{h}{2c} + x$;

et son moment :

$$\mathrm{M_R}\left(abcd\right) = \frac{4h}{c} \times \pi h \times \left(\frac{h}{2c} + x\right) = \frac{4h^2}{c} \times \pi \left(\frac{h}{2c} + x\right);$$

Le poids du contrefort *efgh* est égal à :

$$P\left(efgh\right) = \pi hx$$

son bras de levier est $\frac{x}{2}$;

et son moment :

$$M_K\left(efgh\right) = \pi hx \times \frac{x}{2} = \pi h \frac{x^2}{2}$$

la somme des deux moments est donc pour une tranche de mur de 4 mètres de longueur :

$$\frac{4h^2}{c} \times \pi \left(\frac{h}{2c} + x\right) + \pi h \frac{x^2}{2}$$

et pour une tranche de 1 mètre :

$$\frac{h^2}{c} \times \pi \left(\frac{h}{2c} + x\right) + \pi h \frac{x^2}{8}$$

Talus à 3 *pour* 2. — Egalant ensuite le moment de stabilité du mur ci-dessus, et celui du mur vertical-type, nous aurons :

$$\frac{h^2}{c} \times \pi \left(\frac{h}{2c} + x\right) + \pi h \frac{x^2}{8} = \pi \frac{\overline{0,40^2}}{2} h^3;$$

Supprimons π facteur commun aux deux membres, nous obtiendrons :

$$\frac{h^2}{c} \times \left(\frac{h}{2c} + x\right) + h \frac{x^2}{8} = \frac{\overline{0,40^2}}{2} h^3 ;$$

Effectuons les calculs :

$$\frac{h^3}{2c^2} + \frac{h^2 x}{c} + \frac{hx^2}{8} = \frac{\overline{0,40^2}}{2} h^3 ;$$

multiplions par $\frac{8}{h}$ les deux membres de l'égalité pour dégager x^2 elle devient :

$$x^2 + \frac{h^2 x}{c} \times \frac{8}{h} + \frac{h^3}{2c^2} \times \frac{8}{h} = \frac{\overline{0,40^2}\, h^3}{2} \times \frac{8}{h} .$$

Simplifions :

$$x^2 + \frac{8h}{c} x + \frac{4h^2}{c} = \overline{0,40^2} \times 4h^2$$

ce qui donne l'équation du second degré :

$$x^2 + \frac{8h}{c}x + \left(\frac{4h^2}{c^2} - \overline{0,40^2} \times 4h^2\right) = 0$$

d'où l'on tire pour la valeur de x :

$$x = -\frac{4h}{c} \pm \sqrt{\left(\frac{4h}{c}\right)^2 - \left(\frac{4h^2}{c} - \overline{0,40^2} \times 4h^2\right)}$$

Effectuons les calculs sous le radical :

$$\pm\sqrt{\frac{16h^2}{c^2} - \frac{4h^2 - \overline{0,40^2} \times 4h^2c^2}{c^2}}$$

$$\pm\sqrt{\frac{12h^2 + 0,64h^2c^2}{c^2}}$$

qui peut s'écrire ainsi :

$$\pm\sqrt{\left(12h^2 + 0,64h^2c^2\right) \times \frac{1}{c^2}}$$

faisons sortir $\frac{1}{c^2}$ du radical :

$$\pm\frac{1}{c}\sqrt{12h^2 + 0,64h^2c^2};$$

et la valeur x devient :

$$x = -\frac{4h}{c} \pm \frac{1}{c}\sqrt{h^2\left(12 + 0,64c^2\right)}$$

faisons sortir h^2 du radical :

$$x = -\frac{4h}{c} \pm \frac{h}{c}\sqrt{12 + 0,64c^2}$$

enfin, mettons $\frac{h}{c}$ en facteur commun, et la valeur de x est donnée par l'équation suivante :

$$x = \frac{h}{c}\left(-4 \pm \sqrt{12 + 0,64c^2}\right) \qquad \text{(Formule n° 18.)}$$

Cette équation montre que si l'on fait croître c, ce qui revient à diminuer de plus en plus l'épaisseur du masque, la valeur de x ira en croissant, mais le cube du mur ira en diminuant ; d'où l'on conclut que l'on réalisera la plus grande économie de maçonnerie possible en réduisant à la dernière limite praticable l'épaisseur du masque.

Cette limite d'épaisseur, au-dessous de laquelle on ne saurait descendre sans que le masque fléchît, ne peut se déterminer *a priori;* elle dépend surtout de la qualité de la maçonnerie et de la liaison plus ou moins intime des matériaux. L'épaisseur du masque est donc surtout une question d'expérience; mais on s'éloignera peu d'une bonne disposition en lui donnant le 1/5 ou le 1/6 de la hauteur du mur, c'est-à-dire en faisant

$$c = 5 \text{ ou } 6$$

Murs de cloison des voutes d'évidement des tympans dans les ponts a culées perdues en remblai. — Les murs qui cloisonnent ces voûtes, du côté des terres, peuvent être assimilés à des murs de soutènement dont les murs de têtes de l'ouvrage et la pile centrale qui reçoit les deux voûtes de décharge forment autant de contreforts extérieurs. — Dès lors leur épaisseur serait convenable en leur donnant le 1/6 de la hauteur des terres à soutenir.

Ainsi un mur de cloison de 5 mètres de hauteur aurait $0^{m},80$ d'épaisseur en nombre rond.

Cependant, nous dirons, d'après ce que nous avons vu pratiquer à la Compagnie du Nord, qu'on peut sans danger admettre le 1/8 de la hauteur des terres à soutenir pour régler l'épaisseur du cloisonnement des voûtes de décharge, quand les plans verticaux menés par les milieux des intervalles voisins, c'est-à-dire par l'axe des voûtes d'évidement, ne sont pas éloignés de plus de 4 à 5 mètres.

Dans ce cas, l'épaisseur du masque $\frac{h}{c}$ est $\frac{h}{8}$ et si l'on fait $h = 5$ mètres, on a :

$$\frac{h}{c} = \frac{5}{8} = 0{,}625 \text{ soit } 0{,}65 \text{ en nombre rond.}$$

Talus à 45°. — Dans les cas où les talus des terres ne prennent pas plus de 45° d'inclinaison, la poussée des terres est moins grande et nous allons calculer x en prenant les données générales suivantes qui sont les plus usuelles :

$$\alpha = 45°;\ tg\alpha = 1{,}00;\ tg\frac{\alpha}{2} = 0{,}414214;\ tg^2\frac{\alpha}{2} = 0{,}17157;\ \delta = 1700^{k} \text{ et } \pi = 2200^{k}$$

La poussée

$$Q = \frac{1}{2}\ 1700 \times h^2 \times 0.17157 = 146\ h^2;$$

Moment de la poussée. — Son moment est :

$$M_Q = 146\ h^2 \times \frac{h}{3} = \frac{146\ h^3}{3} = 49\ h^3 \text{ en nombre rond.}$$

Moment résistant du mur. — Le moment résistant du mur est égal à :

$$M_K = \pi h\ \frac{x^2}{2};$$

en faisant $x = 0{,}30\ h$, valeur que nous avons trouvée précédemment

$$M_K = \pi\ \frac{h}{2} \times \overline{0{,}30^2} \times h^2 = 2200^k \times h^3 \times \frac{\overline{0{,}30^2}}{2} = 99\ h^3$$

Coefficient de stabilité. — Le coefficient de stabilité est égal au moment M_K divisé par le moment M_Q, c'est-à-dire à :

$$\frac{99}{49} = \text{sensiblement } 2,$$

résultat conforme aux données de l'expérience.

D'après ce qui précède, l'équation fondamentale des moments de stabilité entre ce mur et le mur vertical type est :

$$\frac{h^3}{2c^2} + \frac{h^2 x}{c} + \frac{hx^2}{8} = \frac{\overline{0{,}30^2}}{2}\ h^3$$

Cette équation devient après simplification (voir plus haut) :

$$x + \frac{8h}{c}\ x + \left(\frac{4h^2}{c^2} - \overline{0{,}30^2} \times 4h^2\right) = 0$$

d'où l'on tire pour la valeur de x :

$$x = \frac{h}{c}\left(-4 \pm \sqrt{12 + 0{,}36\ c^2}\right) \qquad \text{(Formule n° 19.)}$$

MASQUES DES VOUTES D'ÉVIDEMENT DES TYMPANS DANS LES PONTS A CULÉES PERDUES EN TRANCHÉE. — Lorsqu'un pont à culées perdues est construit pour livrer passage au-dessus d'une tranchée, les

terres qui s'appuient contre les murs de cloison des voûtes d'évidement, à l'exception toutefois des sables et argiles, ont généralement un talus d'éboulement de 45°, et la poussée des terres y devient moins intense que dans les remblais ; c'est pourquoi les constructeurs ont adopté pour l'épaisseur du masque le 1/10 environ des terres à soutenir.

Ainsi un mur de cloison de 5 mètres de hauteur n'aura plus que $0^m,50$ d'épaisseur au lieu de $0^m,65$.

Remarque. — Dans tout ce qui précède, nous avons supposé que le prisme de plus grande poussée agissant contre les murs de cloison ou contre les masques se présentait sans surcharges dues à la circulation des trains ; mais il n'en sera jamais ainsi, et il y aura lieu de convertir en une hauteur additionnelle de terre h' le poids de ces surcharges par mètre carré.

Supposons que la surcharge par mètre carré sur le prisme de plus grande poussée soit de 1 500 kilogrammes, la hauteur h' de cette surcharge, convertie en terre, sera égale au quotient de 1 500 par 1 600 kilogrammes ou de 1 500 par 1 800 kilogrammes, selon la densité des terres applicable au cas dans lequel on se trouve, c'est-à-dire que :

$$h' = \frac{1500^k}{1600^k} = 0^m95 \text{ ou } \frac{1500^k}{1800^k} = 0^m,90 \text{ en nombre rond.}$$

On ajoutera la valeur de h' à la hauteur h des terres à soutenir, et l'on aura pour l'épaisseur du masque :

$$\frac{h + h'}{c}$$

MURS A CONTREFORTS INTÉRIEURS

Les murs avec contreforts *intérieurs*, ou placés du côté des terres, sont plus souvent employés que les murs avec contreforts *extérieurs* parce qu'ils ne détruisent pas la régularité du mur en élévation et n'empiètent pas sur la place utile. Quoique beaucoup moins avantageux sous tous les rapports que les contreforts exté-

rieurs, ils tendent cependant, pourvu qu'ils soient bien reliés au masque, à reculer le centre de gravité du mur et, partant, à lui donner plus de stabilité; ils rompent enfin le prisme de plus grande poussée qui n'exerce plus son effort que dans l'intervalle des contreforts.

Les contreforts à base rectangulaire sont les plus usités et presque toujours les plus convenables, mais on peut facilement les transformer en contreforts trapézoïdaux par la méthode de la transformation des profils.

Les contreforts à base trapézoïdale, qui sont plus larges à la racine qu'à la queue, forment une construction plus solide au point de vue de la liaison des matériaux; mais on trouve par le calcul

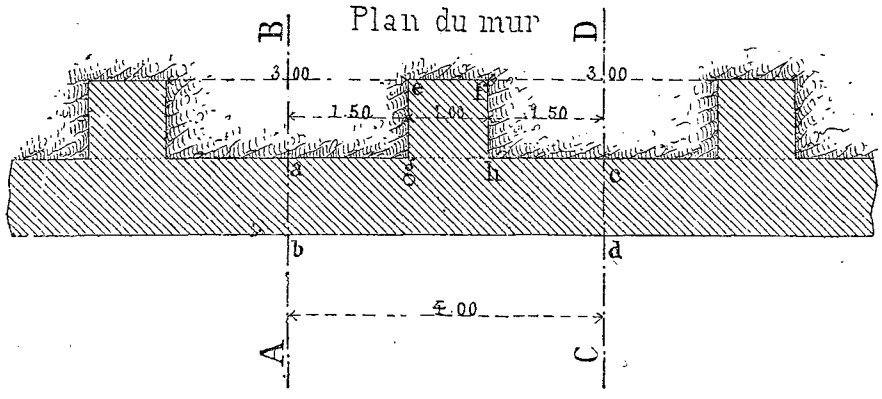


Fig. 26.

qu'ils doivent opposer moins de résistance que les contreforts à base rectangulaire parce que le centre de gravité est plus près du point d'appui,

Les contreforts à base rectangulaire reliés au masque par deux quarts de cercle forment une variante de la disposition précédente à base trapézoïdale et donnent lieu aux mêmes remarques.

Quelle que soit la disposition que l'on adopte pour les contreforts intérieurs, il sera bon de les relier au masque par des tirants en fer avec clefs : on ne saurait, en effet, apporter trop de soin pour établir une solidarité parfaite entre ces deux parties du mur, puisque les calculs de leurs dimensions reposent implicitement sur l'hypothèse de leur liaison intime.

Ici, comme dans les murs à contreforts extérieurs, il faut également éviter la flexion du masque entre les contreforts, sous l'ac-

tion de la poussée des terres ; et le moyen le plus efficace pour éviter cette courbure consiste à ne pas trop espacer ces derniers.

Au chemin de fer de Lyon à Avignon, M. Talabot a adopté des contreforts de 1 mètre de largeur, espacés d'axe en axe de 4 mètres et laissant entre eux un intervalle libre de 3 mètres. Nous proposons donc de ne pas dépasser cet intervalle et ce sera celui que nous adopterons dans les calculs qui vont suivre.

Coupe du mur suiv^t AB.

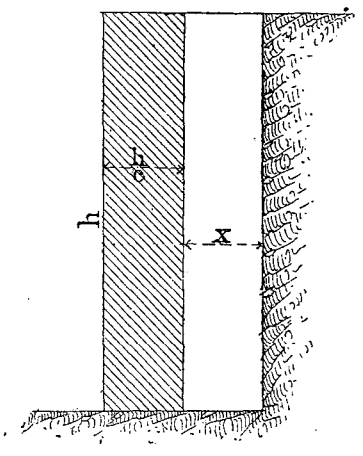


Fig. 26 *bis*.

Nous calculerons les formules qui donnent les dimensions de ce système de murs pour le cas seulement de contreforts rectangulaires simplement reliés au masque, car c'est la disposition la plus généralement adoptée dans les travaux courants de soutènement des terres ainsi que nous l'avons dit plus haut.

Les données sont les suivantes (fig. 26 et 26 *bis*) :

Distance des contreforts, d'axe en axe. . . . . $= 4^{m}00$;
Largeur des contreforts . . . . . $= 1^{m}00$;
Intervalle libre entre les contreforts . . . . . $= 3^{m}00$;
Hauteur du mur égale à celle des terres à soutenir. $= h$;
Épaisseur du masque supposé vertical . . . . . $= \frac{h}{c}$ valeur déduite de l'expérience.

La seule inconnue à déterminer est la saillie x du contrefort sur le nu du mur.

Admettons, comme dans les murs à contreforts extérieurs, que la partie du mur comprise entre les deux plans verticaux AB et CD, menés par les milieux de deux intervalles voisins, forme un massif bien homogène, un monolithe, pour ainsi dire, dont toutes les parties résistent solidairement. Ce massif tendant à être renversé autour de l'arête *bd* du masque, nous prendrons les moments par rapport à cette arête.

Moment résistant du mur. — Pour évaluer le moment résistant du mur, nous chercherons, comme précédemment, le moment résistant du masque *abcd* compris entre les deux plans verticaux

AB et CD, espacés de 4 mètres, puis le moment résistant du contrefort *efgh*.

Le poids du masque *abcd*, pour une tranche de 4 mètres de longueur est égal à :

$$\mathrm{P}\left(abcd\right) = \frac{4h}{c} \times \pi h = \frac{4\pi h^2}{c};$$

son bras de levier est $\frac{h}{2c}$,

et son moment :

$$\mathrm{M_K}\left(abcd\right) = \frac{4\pi h^2}{c} \times \frac{h}{2c};$$

Le poids du contrefort *efgh* est égal à :

$$\mathrm{P}\left(efgh\right) = \pi hx;$$

son bras de levier est $\frac{h}{c} + \frac{x}{2}$,

et son moment :

$$\mathrm{M_K}\left(efgh\right) = \pi hx\left(\frac{h}{c} + \frac{x}{2}\right)$$

la somme des deux moments est donc pour une tranche de mur de 4 mètres de longueur :

$$\frac{4\pi h^2}{c} \times \frac{h}{2c} + \pi hx\left(\frac{h}{c} + \frac{x}{2}\right)$$

et pour une tranche de 1 mètre :

$$\frac{\pi h^2}{c} \times \frac{h}{2c} + \pi hx\left(\frac{h}{4c} + \frac{x}{8}\right)$$

Mettons π en facteur commun et effectuons les calculs, il vient :

$$\pi\left(\frac{h^3}{2c^2} + \frac{h^2x}{4c} \times \frac{hx^2}{8}\right)$$

Talus à 3 pour 2. — Égalant ensuite les moments de stabilité du mur ci-dessus et du mur vertical-type, nous avons :

$$\pi\left(\frac{h^3}{2c^2} + \frac{h^2x}{4c} + \frac{hx^2}{8}\right) = \pi\,\frac{\overline{0{,}40^2}}{2}\,h^3;$$

Supprimons π facteur commun aux deux membres, il reste :

$$\frac{h^3}{2c^2} + \frac{h^2 x}{4c} + \frac{hx^2}{8} = \frac{\overline{0,40^2}}{2} h^3 ;$$

Multiplions par $\frac{8}{h}$ les deux membres de l'égalité, pour dégager x^2, nous obtiendrons l'équation du second degré :

$$x^2 + \frac{2h}{c} x + \left(\frac{4h^2}{c^2} - \overline{0,40^2} \times 4h^2 \right) = 0$$

D'où l'on tire pour la valeur de x :

$$x = -\frac{h}{c} \pm \sqrt{\left(\frac{h}{c}\right)^2 - \left(\frac{4h^2}{c^2} - 0,40^2 \times 4h^2\right)}$$

cette valeur, après toutes les simplifications analogues à celles que nous avons déjà faites pour résoudre l'équation des murs à contreforts extérieurs, devient :

$$x = \frac{h}{c} \left(-1 \pm \sqrt{0,64\ c^2 - 3} \right) \qquad \text{(Formule n° 20.)}$$

On reconnaît, à l'inspection de cette formule, que, si l'on fait croître c, ou en d'autres termes, si l'on diminue l'épaisseur $\frac{h}{c}$ du masque, la saillie x du contrefort va en augmentant, mais le cube moyen du mur par mètre courant diminue. Il y a donc intérêt à diminuer, autant qu'on le peut, l'épaisseur du masque ; mais il y a ici, comme pour les murs à contreforts extérieurs, une limite qu'il ne faut pas franchir : c'est l'épaisseur au-dessous de laquelle le masque serait exposé à prendre une courbure sous l'effet de la poussée.

M. Talabot a fixé cette épaisseur du masque au 1/4 de la hauteur des terres ; mais avec de bons matériaux, bien reliés ensemble, on pourrait peut-être prendre le 1/5 ou le 1/6 de cette hauteur.

Talus à 45°. — En conservant les mêmes données que dans le cas de murs à contreforts extérieurs, on a pour la valeur de x :

$$x = \frac{h}{c} \left(-1 \pm \sqrt{0,36\ c^2 - 3} \right) \qquad \text{(Formule n° 21.)}$$

Nous ne donnerons pas ici d'applications numériques par la raison que les formules auxquelles nous sommes arrivé sont d'une simplicité élémentaire et peu longues à calculer. Le lecteur est, d'ailleurs, familiarisé maintenant avec la résolution des équations de second degré.

Remarques sur la construction des murs de soutènement. — Dans les raisonnements que nous avons faits jusqu'à présent, nous n'avons pas tenu compte des fondations, car ces dernières étant supposées solidement établies, le calcul des dimensions des murs en est complètement indépendant ; mais elles n'en jouent pas moins un rôle extrêmement important dans la stabilité des murs ; elles en sont une des plus sérieuses garanties et, à ce point de vue, on ne saurait apporter trop de soin à leur bonne exécution. Tous les calculs des murs de soutènement reposent, d'ailleurs, sur l'hypothèse que les fondations sont incompressibles.

Le moindre mouvement dans la fondation entraîne un mouvement correspondant du mur, mouvement qui sera d'autant plus sensible que le mur aura plus de hauteur. On a reconnu aussi maintes fois que des hors-d'aplomb dans les murs, faussement attribués à des dimensions insuffisantes, n'avaient pas d'autre cause que des tassements inégaux dus au défaut de soin dans les fondations.

Lorsque les murs ont une longueur un peu considérable, il est d'une bonne construction d'établir, de place en place, des chaînes verticales en pierre de taille qui ont l'avantage de donner à la maçonnerie plus de stabilité et de résistance aux points où elles se trouvent.

Quand les terres sont aquifères, il faut avoir soin de donner un écoulement à l'eau qui s'accumule derrière le mur. On y parvient au moyen de barbacanes en fonte ou simplement en maçonnerie, plus ou moins multipliées, suivant l'abondance de l'eau à évacuer. Elles se placent à toutes les hauteurs dans le mur, mais de préférence à la partie inférieure ; et, pour empêcher leur obstruction par les terres, on dispose autour d'elles, derrière le mur, un bourrelet à pierres sèches. Quelques constructeurs disent qu'il convient d'établir une barbacane pour chaque surface de 10 mètres carrés de mur.

TRACÉ DE LA COURBE DES PRESSIONS DANS LES MURS DE SOUTÈNEMENT

MURS SOUMIS A LA POUSSÉE SEULE DES TERRES

Les murs de soutènement construits d'après les principes exposés précédemment seront stables ; mais cela ne suffit pas : il faut encore que, dans chacune des assises de maçonnerie qui les composent, le renversement, le glissement et l'écrasement ne soient pas à craindre ; l'étude de la courbe des pressions fait connaître si ces conditions se trouvent réalisées.

On appelle courbe des pressions le lieu géométrique des résultantes des différents efforts qui agissent sur les joints réels ou fictifs d'un massif.

Proposons-nous donc de tracer la courbe des pressions dans un mur de soutènement à parois verticales et prenons pour exemple un mur de 10 mètres de hauteur soutenant des terres dont le talus d'éboulement a une inclinaison de 3 pour 2 et dont le prisme de plus grande poussée supporte une surcharge de 12 000 kilogrammes (voir fig. 27).

Les données du problème étant les suivantes :

$$h = 10^{m},00 ;$$

$$\frac{\alpha}{2} = 28^{\circ}09'15'' ; \; tg\,\frac{\alpha}{2} = 0,5352 ; \; tg^{2}\,\frac{\alpha}{2} = 0,2864 ;$$

$$\pi = 2\,500^{k} ;$$

$$\delta = 1\,600^{k} ;$$

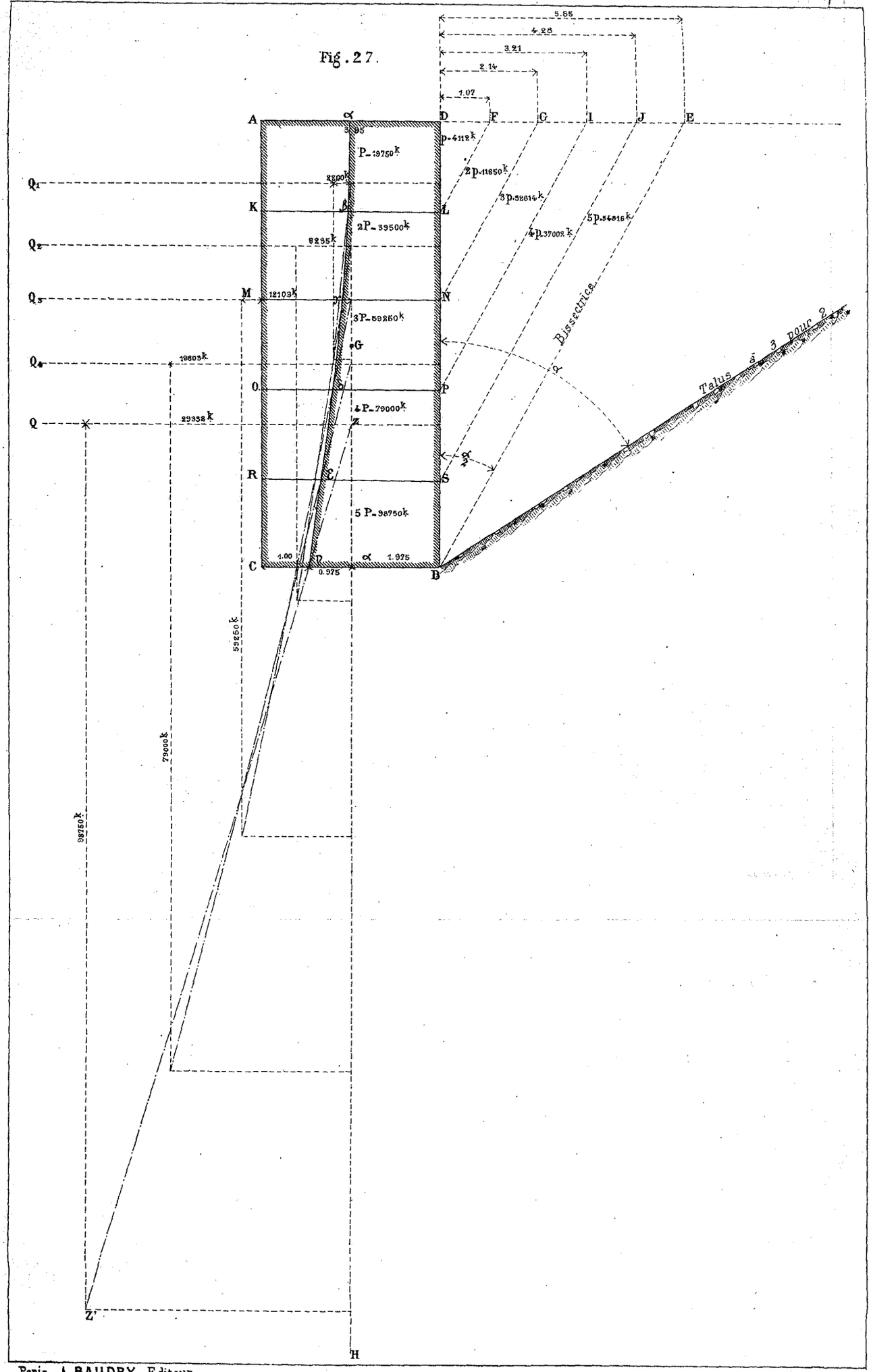
on trouve pour l'épaisseur du mur $x = 3^{m},95$.

La surcharge de 12 000 kilogrammes étant supposée uniformément répartie sur la base du prisme de plus grande poussée est égale à $\frac{12000^{k}}{5.35} = 2\,243$ kilogrammes par mètre carré, et la poussée totale

$$Q = 29\,338^{k}$$

Le centre de gravité G du mur se trouve au point d'intersection des deux diagonales AB et CD et la verticale GH passant par ce

Fig. 27.



Paris, J. BAUDRY, Editeur.

Imp. Monrocq. Paris.

centre de gravité contient les centres de gravité des massifs partiels et passe par le milieu du mur.

Après avoir décomposé en 5 assises de 2 mètres de hauteur le mur de soutènement, nous calculons les poids cumulés des assises et formons le tableau suivant :

$$\begin{aligned}
\text{Poids (ADKL)} &= 3{,}95 \times 2 \times 2\,500^{k} = 19\,750^{k} \\
\text{(ADMN)} &= 3{,}95 \times 4 \times 2\,500^{k} = 39\,500^{k} \\
\text{(ADOP)} &= 3{,}95 \times 6 \times 2\,500^{k} = 59\,250^{k} \\
\text{(ADRS)} &= 3{,}95 \times 8 \times 2\,500^{k} = 79\,000^{k} \\
\text{(ADCB)} &= 3{,}95 \times 10 \times 2\,500^{k} = 98\,750^{k}
\end{aligned}$$

Puis, nous traçons les différents prismes de poussée agissant sur ces différentes assises cumulées et nous évaluons les poids de ces prismes dont nous dressons le tableau ci après :

$$\begin{aligned}
\text{Poids DFL} &= \frac{1}{2}\,1\,600 \times 2^{2} \times 0{,}5352 = 1\,712^{k} \\
\text{DNG} &= \frac{1}{2}\,1\,600 \times 4^{2} \times 0{,}5352 = 6\,850^{k} \\
\text{DPI} &= \frac{1}{2}\,1\,600 \times 6^{2} \times 0{,}5352 = 15\,414^{k} \\
\text{DSJ} &= \frac{1}{2}\,1\,600 \times 8^{2} \times 0{,}5352 = 27\,402^{k} \\
\text{DBE} &= \frac{1}{2}\,1\,600 \times 10^{2} \times 0{,}5352 = 42\,816^{k}
\end{aligned}$$

Enfin, nous cherchons la valeur des surcharges agissant sur chacun des prismes précédents et nous obtenons les résultats qui suivent :

$$\begin{aligned}
\text{Surcharges DFL} &= 2\,243^{k} \times 1{,}07 = 2\,400^{k} \\
\text{DNG} &= 2\,243^{k} \times 2{,}14 = 4\,800^{k} \\
\text{DPI} &= 2\,243^{k} \times 3{,}21 = 7\,200^{k} \\
\text{DSJ} &= 2\,243^{k} \times 4{,}28 = 9\,600^{k} \\
\text{DBE} &= 2\,243^{k} \times 5{,}35 = 12\,000^{k}
\end{aligned}$$

Nous ajoutons ces surcharges aux poids des prismes en question qui deviennent égaux à :

$$\begin{aligned}
\text{Prisme DFL} &= 1\,712^{k} + 2\,400^{k} = 4\,112^{k} \\
\text{DNG} &= 6\,850^{k} + 4\,800^{k} = 11\,650^{k} \\
\text{DPI} &= 15\,414^{k} + 7\,200^{k} = 22\,614^{k} \\
\text{DSJ} &= 27\,402^{k} + 9\,600^{k} = 37\,002^{k} \\
\text{DBE} &= 42\,816^{k} + 12\,000^{k} = 54\,816^{k}
\end{aligned}$$

Nous multiplions ces poids totaux par la valeur de $tg \frac{\alpha}{2} = 0{,}5352$ et nous avons la valeur des diverses poussées partielles agissant sur les assises du mur, poussées que nous classons ainsi :

$$\begin{aligned}
Q_1 &= 4\,112^k \times 0{,}5352 = 2\,200^k \\
Q_2 &= 11\,650^k \times 0{,}5352 = 6\,235^k \\
Q_3 &= 22\,614^k \times 0{,}5352 = 12\,103^k \\
Q_4 &= 37\,002^k \times 0{,}5352 = 19\,803^k \\
Q &= 54\,816^k \times 0{,}5352 = 29\,338^k
\end{aligned}$$

La poussée des terres étant nulle suivant AD, le point α milieu de ce joint appartient à la courbe des pressions.

Représentons 5 000 kilogrammes par 1 mètre de longueur.

Nous appliquons la poussée Q_1 au 1/3 de la hauteur DL, soit $\frac{2}{3} = 0^m{,}67$ à partir du point L ; puis nous prenons, à partir du point où cette poussée coupe la verticale GH, une longueur proportionnelle à 2 200 kilogrammes, valeur de cette poussée. Par l'extrémité de cette valeur graphique, nous menons une verticale proportionnelle aux poids de l'assise ADKL et nous achevons le parallélogramme de ces deux forces ; la diagonale coupe le joint KL au point β qui appartient à la courbe des pressions.

Sur la direction de la force Q_2, appliquée au 1/3 de la hauteur DN des deux premières assises combinées, nous prenons une longueur proportionnelle à la valeur de Q_2 et à l'extrémité de cette longueur nous abaissons une verticale proportionnelle aux poids cumulés de ces assises ; puis, nous achevons le parallélogramme de ces forces ; la diagonale coupe le joint MN au point γ appartenant à la courbe des pressions.

En continuant ainsi à combiner les forces Q_3, Q_4 et Q avec les poids cumulés des assises de maçonnerie du mur, on obtient les points de la courbe des pressions $\delta\varepsilon\eta$. On joint par un trait continu les différents points obtenus et la courbe $\alpha\beta\gamma\delta\varepsilon\eta$ est celle des pressions.

Cette courbe coupe la base du mur au point η.

1° *Renversement.* — Le point η est dans l'intérieur du mur ; il est évident que toute la courbe doit s'y trouver et s'y trouve contenue à moins d'avoir un profil de mur bizarre et inacceptable en pra-

tique ; le renversement n'est pas à craindre et la première condition d'équilibre est satisfaite.

2° *Glissement.* — Pour qu'il n'y ait pas glissement suivant un plan de joint quelconque, il faut et il suffit que l'effort fasse avec la normale à ce plan un angle moindre que l'angle de glissement des matériaux employés.

Remarquons que l'angle de glissement est l'angle dont le coefficient de frottement des matériaux est la tangente trigonométrique. Ainsi, par exemple, supposons que le mur soit fait en calcaire dur : le coefficient de frottement de ces pierres est 0,74. Nous cherchons dans la table des valeurs naturelles des lignes trigonométriques l'angle dont la tangente est 0,74, et nous trouvons 36° 30′ 31″. Pour qu'il n'y ait pas glissement suivant la base CB, il faut, dans le cas actuel, que l'angle Z′ZH de la résultante ZZ′ avec la normale ZH à la base CB soit plus petit que 36° 30′ 31″ ; ce qu'il est toujours facile de vérifier sur l'épure ; on pourrait encore vérifier si l'angle complémentaire Z$_1$B est égale à 53° 29′ 29″.

Si le mur avait été construit en toute autre pierre, il aurait fallu choisir le coefficient du frottement relatif à cette pierre et répéter les opérations que nous avons faites.

Le coefficient de frottement d'un mur ou massif sur sa fondation se prend égal à 0,76, quand la fondation est un rocher naturel ou du béton ; à 0,57 si le mur ou massif repose sur le sol naturel (terre ou sable) et à 0,30 environ, si le fond est argileux ou sujet à être détrempé par les eaux.

On peut encore vérifier cette condition d'équilibre en comparant la force qui tend à faire glisser le mur à la résistance qu'il oppose à cette force. Ainsi que nous l'avons déjà vu, la force qui sollicite le mur au glissement est la poussée horizontale des terres Q,

$$Q = 29\,338^{k}$$

La résistance au glissement est égale au poids du mur multiplié par le coefficient du frottement 0,74 ; cette résistance sera donc :

$$R = 0{,}74 \times 98\,750^{k} = 73\,075^{k}$$

On voit, *a priori*, que le mur ne glissera pas sur sa base et que sa résistance au glissement est près de deux fois et demie supérieure à la force qui le sollicite au glissement, en effet :

$$\frac{73\,075^{k}}{29\,338^{k}} = 2{,}49.$$

3° *Écrasement.* — Les constructions précédentes nous ont donné sur la base du mur une résultante finale ZZ′ appliquée au point η, Cette résultante est oblique et sa composante verticale est le poids du mur ; c'est donc ce poids qui pèse sur la base et qui doit être réparti sur elle. En pratique, on se contente de voir si la surface correspondant au joint $c\eta$ peut supporter sans danger les 2/3 de la pression totale à laquelle se trouve soumis le joint CB considéré. Ainsi la base ou joint total CB supporte une pression de 98 750 kilogrammes dont les 2/3 sont de 65 833 kilogrammes ; le joint $c\eta$ mesure 1 mètre ou 100 centimètres et la surface qui lui correspond pour une tranche de 1 mètre d'épaisseur contient $100 \times 100 = 10\,000$ centimètres carrés ; par suite, la pression par centimètre carré sur ce joint $c\eta$ sera égale à

$$\frac{65\,833^{k}}{10\,000^{k}} = 6^{k},58$$

et si nous supposons que les matériaux employés puissent résister à une pression de 10 kilogrammes, le mur présente toutes les garanties désirables de sécurité au point de vue de l'écrasement.

Murs en retour des ponts. — Les murs en retour des ponts, arasés au niveau du ballast ou de la chaussée, sont des murs de soutènement soumis à la poussée seule des terres, surcharge comprise.

MURS SOUMIS A L'ACTION D'UNE FORCE APPLIQUÉE SUR LEUR FACE SUPÉRIEURE

Soit le mur de l'exemple précédent ayant 10 mètres de hauteur sur $3^{m},95$ d'épaisseur uniforme soumis à la force R qui fait avec l'horizontale ou plan de joint AD un angle de 67° et agit sur la

face supérieure du mur, abstraction faite de la poussée des terres (fig. 28).

Pour tracer la courbe des pressions sur chaque joint d'assise, il faut composer la force R, représentée en grandeur et direction par la ligne FI avec les poids successivement cumulés des massifs partiels qui forment le mur.

Supposons que 1 mètre de longueur représente 10000 kilogrammes à l'échelle adoptée pour les poids.

1er *Point* α. — Le point α situé au point d'intersection de la force R et du joint AD appartient à la courbe des pressions.

2e *Point* β. — Le point β se détermine ainsi :

A partir du point F où la force R coupe la verticale GH des centres de gravité, nous prenons sur cette verticale une longueur F-1 proportionnelle au poids P du premier massif et nous construisons le parallélogramme de ces deux forces : la diagonale coupe le joint KL au point β appartenant à la courbe des pressions.

3e *Point* γ. — Le point γ est donné par la construction suivante :

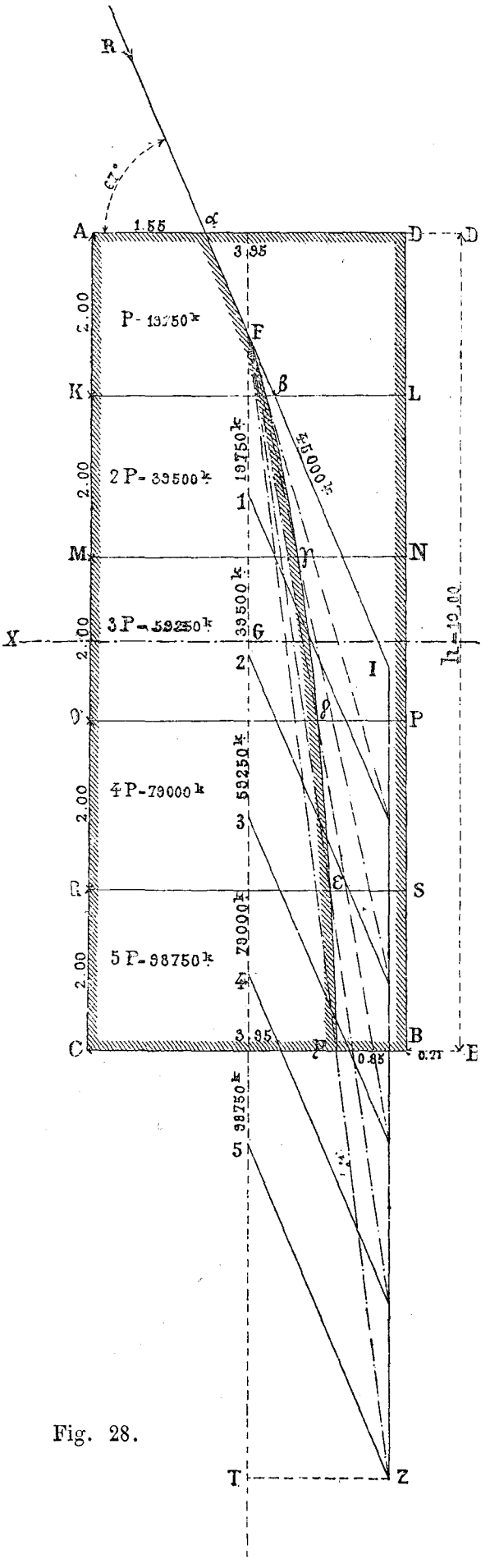


Fig. 28.

A partir du point F, nous prenons une longueur F-2 proportionnelle aux poids cumulés 2P des deux premières assises et la longueur FI de la force R restant la même, nous achevons le parallélogramme de ces deux forces : la diagonale coupe le joint MN au point cherché γ.

En continuant à combiner, toujours à partir du point F, les poids cumulés des différentes assises avec la force R, on obtient les autres points $\delta, \varepsilon, \eta$ de la courbe des pressions.

1° *Renversement.* — La courbe $\alpha\beta\gamma\delta\varepsilon\eta$ est contenue tout entière dans le mur ; la construction sera donc en équilibre.

2° *Glissement.* — La dernière résultante FZ fait avec la normale FH à la base CB un angle plus petit que 36° 30′ 31″ correspondant au coefficient de glissement 0,74 des matériaux employés ; il n'y a donc pas de glissement à craindre.

3° *Résistance à l'écrasement.* — Il reste à vérifier si les matériaux ne sont pas exposés à l'écrasement.

1° *Joint* Aα. — Au point α la force R fait avec le joint un angle de 67°, sa composante verticale, c'est-à-dire le poids agissant sur le joint AD est égal à

$$\text{FI} \times \sin 67° = 4^{m},50 \times 0,920505 = 4^{m},14$$

longueur graphique d'un poids de 41 400 kilogrammes.

Les 2/3 de ce poids sont de 27 600 kilogrammes ; la surface correspondant au joint Aα contient 15 500 centimètres carrés, ce qui donne une pression de :

$$\frac{27\,600^{k}}{15\,500} = 1^{k},78 \text{ par centimètre carré.}$$

Ce résultat est admissible puisque les matériaux sont supposés pouvoir résister à une pression de 10 kilogrammes.

2° *Joint* ηB. — Si le joint ηB résiste à la pression à laquelle il est soumis, il est évident que tous les autres joints intermédiaires moins chargés et plus grands que lui résisteront aussi ; c'est pourquoi nous vérifions tout de suite ce joint.

Si l'on ajoute à la composante verticale de la force R le poids du mur, on aura le poids total agissant sur la base CB et égal à

$$41\,400^{k} + 98\,750^{k} = 140\,150^{k}$$

poids que l'on obtiendrait graphiquement en menant par l'extrémité Z de la dernière résultante l'horizontale TZ jusqu'au point T, où elle coupe la verticale GH des centres de gravité.

Les 2/3 de 140 150 kilogrammes sont de 93 433 kilogrammes; la surface correspondant au joint B contient 8 500 centimètres carrés; il en résulte que la pression agissant sur ce joint est égale à

$$\frac{93\,433^{k}}{8\,500} = 10^{k},99 \text{ soit } 11^{k} \text{ par centimètre carré.}$$

Cette pression, dépassant la limite 10 kilogrammes, de la résistance pratique des matériaux employés, indique que le mur ne présente pas une assez grande épaisseur à sa base et que le massif ne satisfera pas à toutes les conditions requises de stabilité.

En pratique, et surtout lorsqu'on n'a pas d'expérience précise sur la résistance des matériaux à employer, on ne les fait pas travailler à plus de 5 à 6 kilogrammes par centimètre carré; mettons-nous dans ce cas et cherchons la largeur additionnelle BB' de la base pour satisfaire à la condition que nous venons de nous imposer en prenant la limite de 6 kilogrammes.

Cette largeur additionnelle s'obtient en faisant le raisonnement suivant :

La pression à répartir est de 93 433 kilogrammes, si x est la longueur du joint ηB, un mètre de joint comprend $x \times 100$ centimètres carrés et l'on a l'équation :

$$\frac{93\,433^{k}}{100\,x} = 6^{k}; \text{ d'où } x = \frac{93\,433}{600} = 1^{m},56$$

A partir du point η, on prend une longueur de $1^{m},56$, ce qui donne pour la longueur de la nouvelle base CB′ du mur :

$$3,95 - 0,85 + 1,56 = 4^{m},66$$

on élève par le point B′ une perpendiculaire B′D′ à la base et l'on a la face postérieure verticale du mur.

On vérifie ensuite les nouvelles dimensions du mur en traçant une nouvelle courbe des pressions, car en modifiant le massif on en a augmenté le poids et, par suite, déplacé le centre de gravité. Si ce premier tâtonnement ne satisfait pas complètement aux conditions de la stabilité, on recommence le raisonnement ci-dessus jusqu'à ce que l'on trouve une surface de joint assez grande pour que la pression ne dépasse pas 6 kilogrammes par centimètre carré.

Culées des ponts en maçonnerie. — Les culées des ponts en maçonnerie, abstraction faite des terres, peuvent être assimilées à des murs de soutènement soumis à l'action d'une force appliquée sur leur face supérieure ; dans ce cas, la force R est l'effort transmis par la 1/2 voûte au joint des naissances AD.

MURS SOUMIS A L'ACTION D'UNE FORCE APPLIQUÉE SUR LEUR FACE SUPÉRIEURE ET A LA POUSSÉE DES TERRES

Reprenons encore le mur de soutènement des exemples précédents et soumettons-le à l'action combinée de la force R, égale à 45 000 kilogrammes, faisant un angle de 67° avec sa face supérieure AD, appliquée au point α situé à $1^m,55$ du point A et de la poussée des terres qui résulte d'un angle de glissement de 56° 18′ 30″, y compris la surchage de 12 000 kilogrammes sur le prisme de plus grande poussée. (Voir fig. 29.)

Les autres données du problème restant les mêmes, c'est-à-dire :

$h = 10$ mètres ;

$\alpha = 56°18'30''$; $\frac{\alpha}{2} = 28°09'15''$; $tg\,\frac{\alpha}{2} = 0{,}5352$; $tg^2\,\frac{\alpha}{2} = 0{,}2864$;

$\pi = 2\,500^k$;

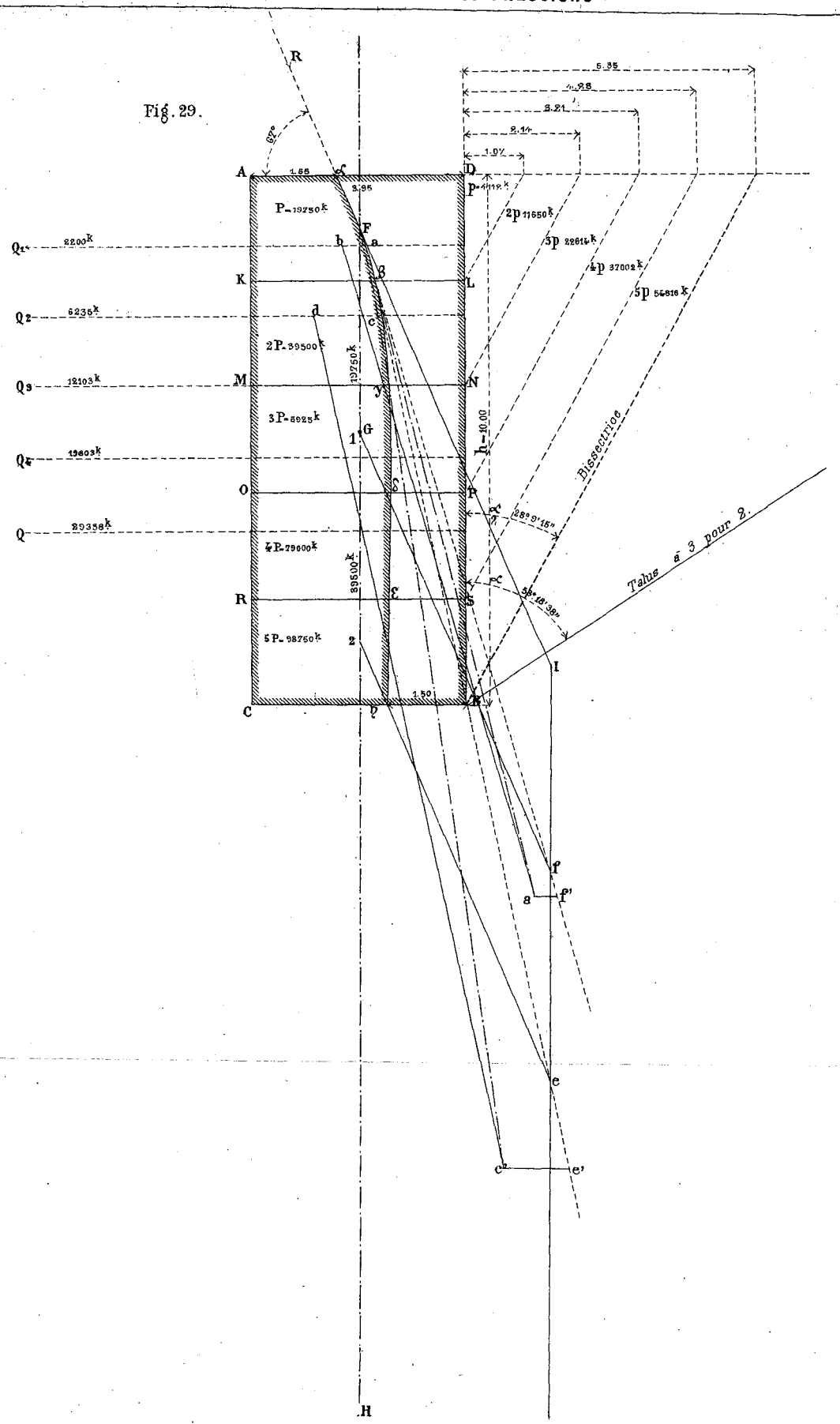
$\delta = 1\,600^k$;

l'épaisseur du mur est égale à $3^m,95$, dimension qu'il s'agit de vérifier.

Nous combinons d'abord la force R avec le poids du massif ADKL ; puisque cette force est la première qui coupe la verticale

TRACÉ DE LA COURBE DES PRESSIONS

Fig. 29.



Paris, J. BAUDRY, Editeur.

Imp. Monrocq. Paris.

des centres de gravité GH en F. Nous supposerons que 1 mètre de longueur représente 5 000 kilogrammes.

A partir du point F, nous prenons, dans le prolongement de la force R, une longueur FI proportionnelle à l'intensité de cette force 45 000 kilogrammes et, sur la direction FH, une longueur F - 1 proportionnelle au poids du massif ADKL, soit à 19 750 kilogrammes ; puis, nous achevons le parallélogramme de ces deux forces ; sa diagonale F*f* coupe au point *a* la direction de la force Q_1.

A partir de ce point *a* et sur la direction de la force Q_1, nous prenons une longueur *ab* proportionnelle à l'intensité de cette force 2 200 kilogrammes, puis une longueur *af'* égale à la résultante précédente F*f* et sur son prolongement ; enfin, nous achevons le parallélogramme de ces deux forces ; sa diagonale *aa'* coupe le joint KL au point β qui appartient à la courbe des pressions.

Ensuite nous combinons la force R avec les poids cumulés des deux premières assises ADMN ; pour cela, à partir du point F, nous prenons sur la verticale GH des centres de gravité une longueur F - 2 proportionnelle au poids 39 500 kilogrammes de ces deux assises et la longueur FI de la force R restant la même, nous achevons le parallélogramme de ces deux forces : sa diagonale F*e* coupe au point *c* la direction de la force Q_2.

A partir de ce point *c*, nous prenons sur la direction Q_2 une longueur *cd* proportionnelle à l'intensité 6 235 kilogrammes de cette force et, sur la direction *ce* prolongée, une longueur *ce'* égale à la résultante précédente F*e* ; puis, nous achevons le parallélogramme de ces deux forces ; sa diagonale *cc'* coupe au point γ le joint MN ; ce point appartient à la courbe des pressions.

En continuant à combiner ainsi successivement la force R avec les poids cumulés des autres assises et les diverses valeurs de la poussée horizontale sur les massifs considérés, nous trouverions les points δ, ε et η_1 de la courbe des pressions.

Comme on le voit, en comparant cette courbe avec celle du cas précédent, la poussée des terres a eu pour effet de rejeter vers l'intérieur du mur le point η_1 de la courbe des pressions ; par suite, le joint η_1B mesure $1^m,50$ de longueur au lieu de $0^m,85$ et la surface qui correspond à ce nouveau joint, pour une tranche du mur de

1 mètre d'épaisseur, contient $150 \times 100 = 15\,000$ centimètres carrés ; les 2/3 de la composante verticale de la force R et du poids du mur qui agissent sur la base CB étant de 93 433 kilogrammes, il en résulte que la pression agissant sur le joint ηB se trouve réduite à $\frac{93\,433^{k}}{15\,000} = 6^{k},25$ en nombre rond. Ce résultat est admissible puisque les matériaux sont supposés pouvoir supporter 10 kilogrammes par centimètre carré.

Cet exemple démontre qu'en tenant compte de toutes les forces qui agissent sur le mur, pour tracer la courbe des pressions, on trouve son épaisseur suffisante et que la formule générale, au moyen de laquelle on a calculé cette épaisseur, satisfait bien aux conditions de l'équilibre pratique.

Remarque. — Dans le cas où le mur, au lieu de se profiler verticalement, serait terminé postérieurement par un fruit ou par des retraites, il faudrait déterminer les centres de gravité des massifs partiels successivement considérés pour appliquer les poids sur la verticale de chacun d'eux, car, au fur et à mesure que les assises du mur se cumulent et s'élargissent, les centres de gravité se déplacent et ne se trouvent plus sur une seule et même verticale.

Culées des ponts en maçonnerie. — Les culées des ponts en maçonnerie ne sont pas autre chose que des murs de soutènement supportant sur leur face supérieure ou joint des naissances la réaction oblique d'une demi-voûte et contre leur paroi extérieure la poussée horizontale des terres formant le remblai des rampes d'accès à l'ouvrage.

Cette considération nous servira plus tard lorsque nous nous occuperons du tracé de la courbe des pressions dans les ponts en maçonnerie.

Murs en ailes. — Les murs en ailes présentent un cas particulier des murs de soutènement, en ce sens que, contre les culées, ils soutiennent la hauteur totale du remblai, tandis qu'à leur base ils n'éprouvent plus aucun effort de renversement ; ils doivent donc avoir à leur origine, c'est-à-dire dans le plan des têtes,

une épaisseur suffisante pour résister à la poussée des terres : généralement, on leur donne la même épaisseur qu'aux culées elles-mêmes et l'on pèche ainsi par excès; puis, cette épaisseur va en diminuant au fur et à mesure que décroît la hauteur des terres à soutenir. Mais, pour éviter que les murs en ailes se terminent en pointe au pied des talus de remblai, ce qui serait peu pratique et fort disgracieux, on les accompagne de dés ayant une certaine largeur à la base; il s'ensuit que l'épaisseur réelle des murs en ailes est déterminée par les dimensions des culées et des dés.

MURS DE REVÊTEMENT

Soit un mur de revêtement de 10 mètres de hauteur dont la partie supérieure présente une berme de $0^m,60$ de largeur entre le talus extérieur d'un cavalier, incliné à 3 pour 2, comme les terres du remblai et dont la plate-forme est arasée à 3 mètres au-dessus du sommet de ce mur (fig. 30); et proposons-nous de tracer la courbe des pressions dans ce massif de maçonnerie en conservant à π sa valeur de 2 500 kilogrammes et à δ celle de 1 600 kilogrammes.

L'épaisseur du revêtement est donnée par la formule empirique :

$$x = 0{,}845\ tg\ \frac{\alpha}{2}\left(h + h'\right)\sqrt{\frac{\delta}{\pi}};$$

remplaçons les lettres par leurs valeurs connues, il vient :

$$x = 0{,}845 \times 0{,}5352\left(10 + 3\right)\sqrt{\frac{1\,600}{2\,500}} = 4^m,70.$$

Nous faisons ensuite, comme précédemment, les poids cumulés :

1° Des 5 assises fictives qui composent le mur de revêtement;
2° Des 5 prismes de plus grande poussée qui agissent contre ce mur;
3° Des surcharges qui pèsent sur chacun de ces prismes.

Enfin, nous calculons le poids du cavalier proprement dit $g\mathrm{D}n$ qui repose sur le sommet du mur et nous déduisons des poids des prismes, augmentés des poids de leurs surcharges, les différentes

valeurs des poussées qui actionnent la paroi intérieure BD d revêtement ; ces valeurs sont les suivantes :

$$Q_1 = 6\,189^k \times 0{,}5352 = 3\,309^k$$
$$Q_2 = 16\,463^k \times 0{,}5352 = 8\,811^k$$
$$Q_3 = 30\,163^k \times 0{,}5352 = 16\,143^k$$
$$Q_4 = 47\,287^k \times 0{,}5352 = 25\,308^k$$
$$Q_5 = 67\,907^k \times 0{,}5352 = 36\,344^k$$

Nous appliquons ces différentes poussées au 1/3 de la hauteu des divers massifs partiels contre lesquels elles agissent, puis nou déterminons les centres de gravité du mur de revêtement et du cavalier G et G'. La verticale du poids P du mur passe par le point d'intersection G des deux diagonales AB et CD ; la verticale du poids P' du cavalier passe par le point G' déterminé par l'intersection des trois médianes des côtés du triangle gDn et coupe la base gD au point s situé aux 2/3 de gD à partir du point g.

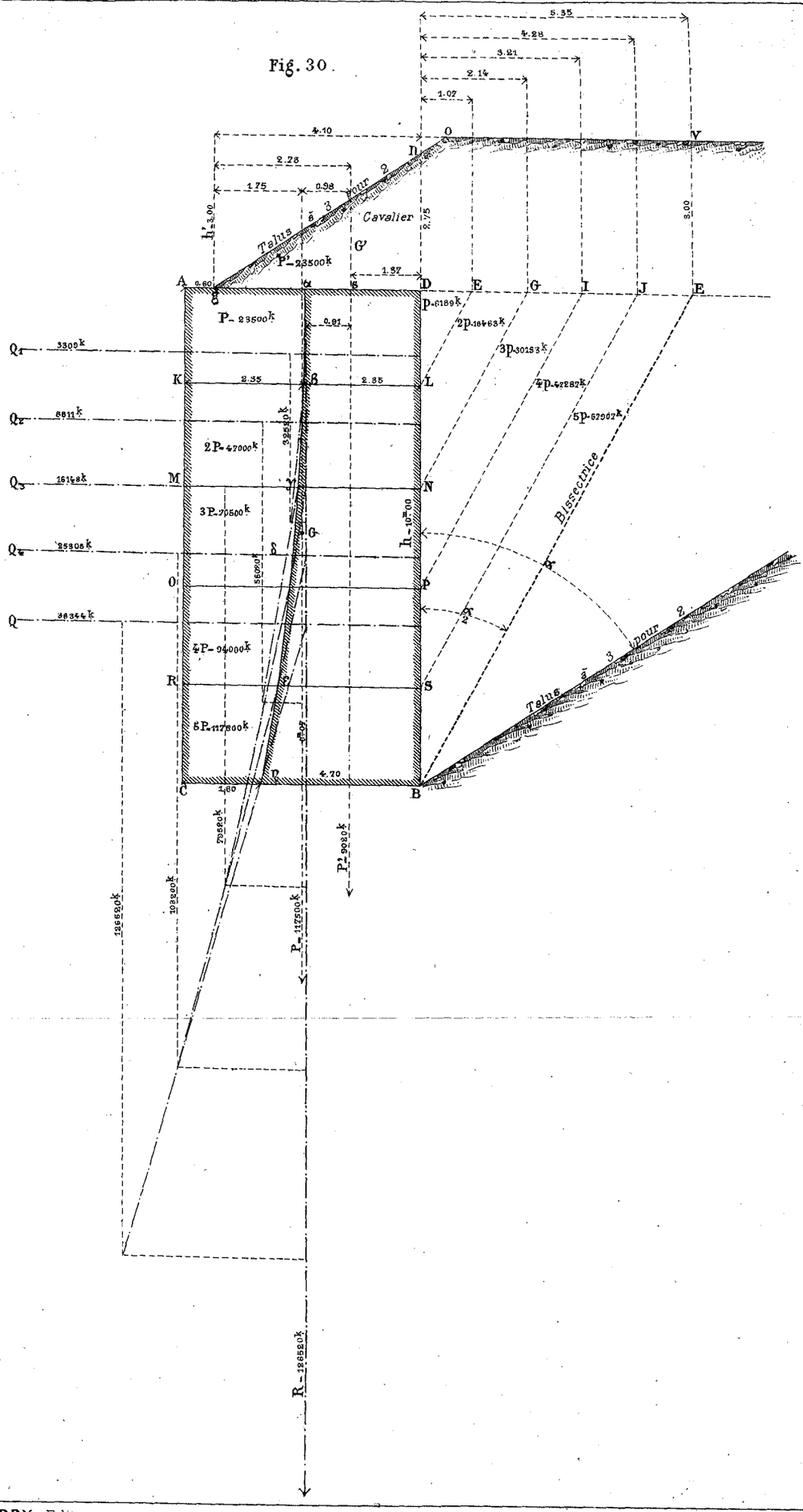
Nous cherchons ensuite la résultante R des deux forces P et P' parallèles et dirigées dans le même sens; cette résultante est égale à la somme P + P' des deux composantes et son point d'application α se trouve compris entre ces dernières à des distances inversement proportionnelles aux intensités de ces deux forces.

C'est donc suivant la direction de cette résultante que se trouve transportée l'action verticale des poids P + P' du mur et du cavalier ; ce sera donc aussi à partir des points d'intersection de cette résultante avec les poussées horizontales des terres que nous construirons les parallélogrammes des forces.

Nous obtiendrons ainsi la courbe des pressions $\alpha\,\beta\,\gamma\,\delta\,\varepsilon\,\eta$ dont le point η se trouve à $1^m{,}60$ du point C appartenant au parement extérieur du mur; la surface de joint Cη mesure 16 000 centimètres carrés ; les 2/3 des poids P + P' sont de $\frac{126\,520^k \times 2}{3} = 84\,380^k$; la pression qui agit sur la surface du joint Cη est de $5^k{,}27$, soit $5^k{,}30$ en nombre rond par centimètre carré; cette pression est donc acceptable pour la pratique.

Murs en retour des ponts. — Quand les ponts sont construits sous grands remblais, leurs murs en retour, si l'on adopte cette disposition, se trouvent dans le cas des murs de revêtement et se calculent comme ces derniers.

Fig. 30.



Paris, J. BAUDRY, Editeur.

Imp. Monrocq. Paris.

RÉSUMÉ DES CONDITIONS D'ÉQUILIBRE DES MASSIFS EN MAÇONNERIE

Première condition. Renversement. — La courbe des pressions doit être tout entière contenue dans l'épaisseur du mur pour que le renversement ne soit pas à craindre.

Deuxième condition. Glissement. — Il faut et il suffit, pour qu'il n'y ait pas glissement suivant un plan de joint quelconque, que l'effort qui tend à produire le glissement fasse avec la normale à ce plan un angle moindre que l'angle du frottement des matériaux employés.

Troisième condition. Ecrasement. — Il faut, pour éviter l'écrasement, qu'aux points les plus fatigués la charge de la matière, par unité de surface, soit inférieure à la limite pratique de sa résistance, c'est-à-dire au 1/10 de la charge qui produirait toute espèce de déformation des matériaux employés.

Répartition des charges sur les plans de joint. — Jusqu'ici nous avons admis, conformément aux usages de la pratique, que quand la surface de joint, comprise entre l'arête la plus voisine du mur et le point d'application de la charge, pouvait résister aux 2/3 de la pression agissant sur le plan de joint considéré, la troisième condition d'équilibre se trouvait satisfaite.

Mais cette manière d'agir est incomplète et il est utile de connaître l'intensité de la charge en un point quelconque du joint considéré ; cette répartition se fait au moyen de la formule suivante, extraite de l'ouvrage (*Résistance des matériaux*) de M. Collignon :

$$R = \frac{P}{\Omega}\left(1 + \frac{3px}{a^2}\right) \qquad \text{(Formule n° 22.)}$$

dans laquelle :

R exprime la pression répartie sur le joint considéré, par unité de surface, en un point défini par sa distance x au centre de gravité du joint ;

Ω la surface totale de ce joint ;

P l'effort vertical à répartir, appliqué à une distance p du centre de gravité de l'assise ;

a le demi-côté de cette assise supposée rectangulaire.

Cette formule fait connaître, avons-nous dit, la pression en un point quelconque, pourvu que l'on y remplace x par toutes les valeurs possibles, depuis $x = -a$ jusqu'à $x = a$; les valeurs de x étant comptées à partir du centre de gravité du joint considéré. Ces valeurs sont positives du côté où s'applique l'effort à répartir, négatives du côté opposé.

Si $p = 0$, c'est-à-dire si l'effort passe par le centre de gravité du joint, la formule se réduit à

$$R = \frac{P}{\Omega}$$

quel que soit x ; toute la section est comprimée.

Si $p < \frac{a}{3}$, la section tout entière est comprimée : c'est l'arête $x = a$ qui l'est le plus et l'arête $x = -a$ qui l'est le moins.

Si $p = \frac{a}{3}$, la formule devient :

$$R = \frac{P}{\Omega}\left(\frac{x}{a} + 1\right)$$

Dans ce cas, pour $x = a$,

$$R = \frac{2P}{\Omega};$$

et pour $x = -a$:

$$R = 0;$$

ce qui indique que le point d'application de l'effort étant situé au tiers du demi-côté de l'assise, la pression sur l'arête la plus voisine du point d'application est double de la pression moyenne ; elle est nulle sur l'arête la plus éloignée.

Si $p > \frac{a}{3}$, l'arête $x = a$ subit une compression et l'arête $x = -a$ travaille à la traction, résultat inadmissible, puisque la maçonnerie ne peut résister qu'à la compression.

Ce dernier résultat indique que la dimension du massif n'est pas convenable.

Interprétation pratique de la discussion précédente. — Si le

point d'application η de l'effort définitif est situé entre le centre de gravité du mur et son parement intérieur, à une distance $p > \frac{a}{3}$ du centre de gravité, le mur est trop épais (fig. 31).

Au contraire, si le point d'application η de l'effort est situé dans l'autre partie du mur, à une distance $p > \frac{a}{3}$ du centre de gravité, le mur n'est pas assez épais (fig. 31).

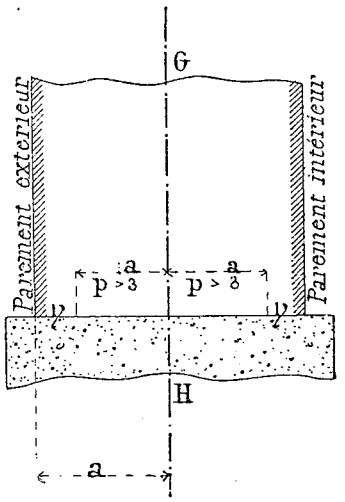


Fig. 31.

Il faut alors, selon le cas, augmenter ou diminuer l'épaisseur du mur jusqu'à ce que p soit inférieur ou au plus égal à $\frac{a}{3}$. Remarquons que ce changement fait varier le poids du mur et, par suite, modifie toutes les valeurs qui entraient dans la formule de répartition.

La condition de stabilité est que la pression R, ainsi obtenue par unité de surface, soit inférieure à la limite pratique de résistance des matériaux employés ; dès lors, si l'on trouve pour R une valeur trop faible, il faut réduire l'épaisseur du mur, afin de faire travailler davantage la maçonnerie, composer de nouveau le poids du mur ainsi réduit avec l'effort définitif jusqu'à ce que l'on obtienne une pression raisonnable, tout en s'assurant que p est toujours inférieur ou égal à $\frac{a}{3}$.

Si, au contraire, on trouve pour R une valeur trop forte, on augmente progressivement l'épaisseur du mur, jusqu'à ce que l'on fasse subir à la maçonnerie une pression approchant de la limite pratique de résistance des matériaux employés.

BUTÉE DES TERRES

Quand un mur descend au-dessous du sol sur les deux faces, comme cela a généralement lieu, pour aller chercher un bon sol de fondation, on conçoit que la butée des terres contre la seconde face s'oppose au renversement et au glissement (fig. 32).

On calculera cette butée à l'aide de la formule connue :

$$Q' = \frac{1}{2}\delta h'^2 tg^2 \frac{2}{\alpha}$$

dans laquelle :

h' représente la hauteur entre le plan de fondation et le sol naturel ;

Le moment de cette butée sera exprimé par la relation suivante :

$$M_{Q'} = \frac{1}{6}\delta h'^3 tg^2 \frac{\alpha}{2}$$

d'un autre côté, on aura pour le moment de la poussée des terres :

$$M_Q = \frac{1}{6}\delta h^3 tg^2 \frac{\alpha}{2}$$

et la différence entre les valeurs de ces deux moments de Q et Q′, pris par rapport au plan de fondation, formera le premier membre de l'équation fondamentale qui donnera l'épaisseur x du mur, savoir :

$$M_Q - M_{Q'} = \frac{\pi h x^2}{2}$$

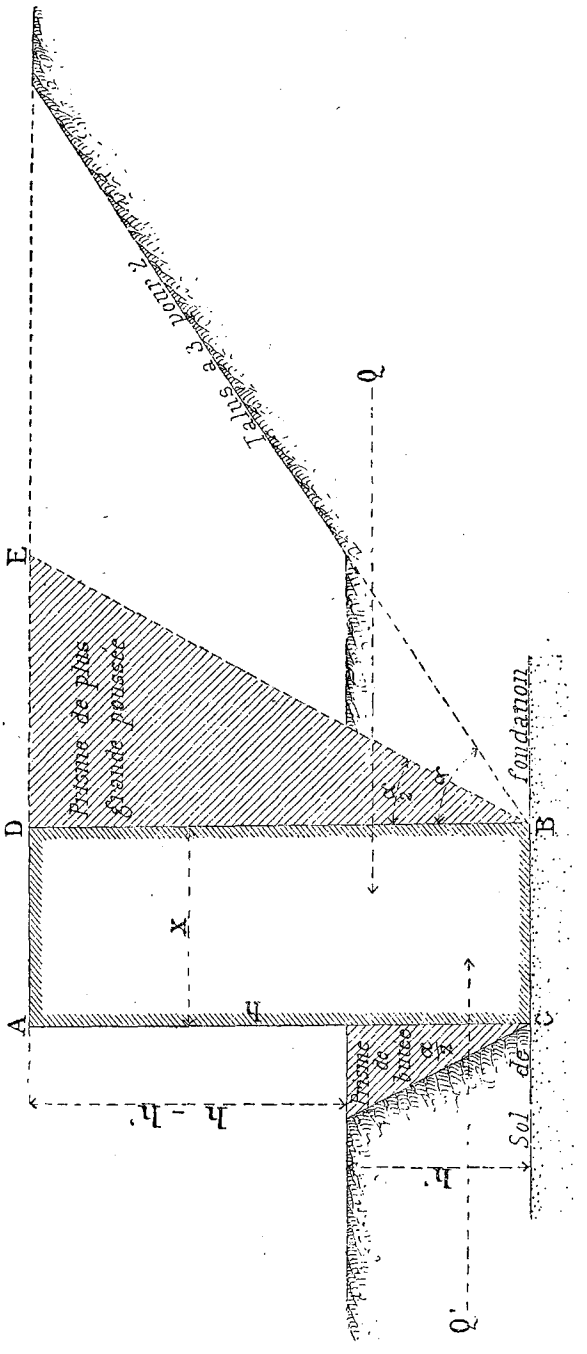


Fig. 32.

et pour l'équilibre pratique :

$$2\left(M_Q - M_{Q'}\right) = \frac{\pi h x^2}{2}$$

L'épaisseur du mur une fois trouvée, on la vérifiera en traçant la courbe des pressions comme précédemment, en observant que, pour la combinaison de la butée Q′ avec la dernière résultante du

poids du mur et de la force Q, on portera la valeur Q′ sur la droite du point d'intersection de cette résultante avec la direction de la butée Q′, c'est-à-dire dans la direction de cette force.

Si le sol naturel était d'une nature exceptionnellement cohérente, au point de pouvoir être taillé à pic, on pourrait calculer l'épaisseur du mur en ne tenant compte que de sa hauteur comprise entre le terrain naturel et sa partie supérieure, c'est-à-dire que l'on aurait, ainsi que nous l'avons déjà dit précédemment, l'équation suivante pour calculer la dimension de ce mur :

$$\frac{\pi h x^2}{2} = \frac{1}{3}\,\delta h\,tg^2\,\frac{\alpha}{2}\left(h - h'\right)^2$$

qui donne pour x la valeur ci-dessous :

$$x = \left(h - h'\right)\,tg\,\frac{\alpha}{2}\sqrt{\frac{2}{3}\,\frac{\delta}{\pi}} \qquad \text{(Formule n° 23.)}$$

Mais, le plus souvent, dans la pratique, on ne tient pas compte de la butée pour les terrains ordinaires, afin d'être complètement certain que le mur ne comprimera pas le prisme de butée en glissant sur sa base, car nous savons que rarement un glissement est à craindre, lorsque le mur a une épaisseur calculée par les formules donnant la valeur de x, ainsi qu'il est facile de s'en assurer.

MASSIFS DIVERS

Nous terminerons ce que nous avons à dire sur les murs de soutènement en donnant les formules les plus usuelles qui servent à déterminer les épaisseurs des barrages, des batardeaux, des perrés en maçonnerie hydraulique, des murs de soutènement et des perrés à pierres sèches.

Epaisseur des barrages en maçonnerie. — Dans le cas où un mur est destiné à résister à la poussée de l'eau :

$$tg\,\frac{\alpha}{2} = tg\,45^\circ = 1\,;\ \delta = 1\,000^k$$

et la formule générale n° 1 pour le cas de murs à parois verticales

$$x = htg\,\frac{\alpha}{2}\sqrt{\frac{2\delta}{3\pi}}$$

devient :

$$x = h\sqrt{\frac{2\delta}{3\pi}} \qquad \text{(Formule n° 24.)}$$

h, hauteur du barrage étant égale à celle de l'eau.

Transformation de cette formule. — On peut transformer cette valeur de x en écrivant :

$$x = \frac{h}{\sqrt{3}}\sqrt{\frac{2\delta}{\pi}}$$

ou bien :

$$x = \frac{1}{\sqrt{3}}\,h\sqrt{\frac{2\delta}{\pi}}$$

mais :

$$\frac{1}{\sqrt{3}} = 0{,}58 \text{ en nombre rond}$$

d'où enfin :

$$x = 0{,}58\,h\sqrt{\frac{2\delta}{\pi}} \qquad \text{(Formule n° 25.)}$$

Formule de Navier. — Navier a donné la formule suivante pour l'équilibre statique :

$$x = 0{,}59\,h\sqrt{\frac{\delta}{\pi}} \qquad \text{(Formule n° 26.)}$$

dont il double ensuite la valeur pour obtenir l'équilibre pratique.

La formule de Navier paraît avoir la préférence des constructeurs à cause de la grande sécurité qu'elle leur inspire.

Epaisseur des batardeaux. — Les batardeaux sont des constructions provisoires dont la forme est celle d'une caisse sans fond, en charpente, composée de deux files de pieux parallèles et de palplanches jointives maintenues au sommet par des moises doubles et reliées entre elles par des traversines qui empêchent l'écartement des parois ; en outre, les files de pieux sont parfois étrésillonnées du côté d'aval pour prévenir le renversement des batardeaux sous l'action de crues subites et importantes.

L'intérieur de cette caisse est ensuite rempli, soit avec de la

terre glaise, soit avec du béton, après dragage préalable du fond pour enlever la vase et les sables qui compromettraient l'étanchéité de la construction.

La formule n° 25 sert à calculer l'épaisseur à donner aux batardeaux; mais comme, en amont de ces ouvrages, il peut se former des atterrissements dont la poussée est plus grande que celle de l'eau, il conviendra de faire ici : $\delta = 1\,800$ kilogrammes tout en supposant que $tg \frac{\alpha}{2}$ reste égale à 1 ; et si l'on désigne par π le poids du mètre cube des matières employées comme corrois, on a :

Pour le cas de la glaise où

$$\pi = 1\,600^k$$

$$x = 0{,}58\ h \sqrt{\frac{2 \times 1\,800}{1\,600}}$$

et après simplification

$$x = 0{,}87\ h \qquad \text{(Formule n° 27.)}$$

pour le cas du béton où

$$\pi = 2\,100^k$$

$$x = 0{,}58\ h \sqrt{\frac{2 \times 1\,800}{2\,100}}$$

Cette valeur simplifiée devient :

$$x = 0{,}75\ h \qquad \text{(Formule n° 28.)}$$

Mais, comme généralement les batardeaux doivent être assez solides pour pouvoir servir de chemin de roulement, on leur donne assez souvent une épaisseur égale à la hauteur d'eau à soutenir; on n'augmente pas, d'ailleurs, la dépense d'une manière sensible, en agissant ainsi, car les pieux et palplanches sont ce qu'il y a de plus coûteux dans un batardeau.

Enfin, dans la pratique, les batardeaux dépassent le niveau des crues d'une quantité suffisante pour prévenir l'inondation des fouilles.

Dimensions des bois employés dans les batardeaux. — Ces dimensions varient sensiblement avec la hauteur des eaux et avec l'espacement des pieux; dans la pratique on ne distancera jamais les pieux de plus de 2 mètres, d'axe en axe, pour ne pas exposer les batardeaux à une fatigue trop grande.

Pieux. — Pour une hauteur d'eau de 1 à 2 mètres, les pieux ont de $0^m,10$ à $0^m,15$ de diamètre ; les planches ou dosses $0^m,027$ d'épaisseur, dimensions courantes du commerce.

Quand cette hauteur dépasse 2 mètres, le diamètre des pieux se règle au moyen de la formule suivante :

$$\text{(Dupuit)} \quad D = 0{,}04\ L$$

où D représente le diamètre cherché ;
et L la longueur totale du pieu, fiche comprise.

Palplanches. — L'épaisseur des palplanches pourrait être fixée par la formule ci-dessous :

$$\text{(Lanteirès)} \quad E = 0^m,04 + 0{,}02\ H$$

H étant la profondeur du fond solide au-dessous de la crête du batardeau.

Batardeaux en pieux jointifs. — Quand il faut recourir à ce genre coûteux d'ouvrage, on emploie généralement deux équarrissages de pieux, l'un pour les pieux principaux, l'autre pour les pieux intermédiaires, qui font l'office de palplanches ; ces équarrissages sont réglés par les formules ci-dessous :

Pieux principaux :

$$E = 0^m,10 + 0^m,025\ H$$

Pieux intermédiaires :

$$E = 0^m,05 + 0^m,025\ H$$

dans lesquelles :

E représente le côté du pieu ;
H la hauteur entre l'étiage et le sol de fondation.

Epaisseur des murs de soutènement à pierres sèches. — On donne ordinairement aux murs construits à sec des épaisseurs de 1/4 plus fortes que celles des murs maçonnés à bain de mortier hydraulique ; dans le cas d'un mur à parois verticales, la valeur algébrique de x est égale à :

$$x = \left(h + \frac{h}{4}\right) tg \frac{\alpha}{2} \sqrt{\frac{2\delta}{3\pi}}$$

Ou bien en simplifiant :

$$x = 1{,}25\ htg\ \frac{\alpha}{2}\sqrt{\frac{2\delta}{3\pi}} \qquad \text{(Formule n° 29.)}$$

au-dessus de 5 à 6 mètres d'élévation, il est peu convenable de faire des murs à pierres sèches parce que les matériaux des parties inférieures éclatent souvent sous l'action de la pression ; en outre ; lorsque les matériaux ne proviennent pas des déblais, ces murs reviennent généralement aussi cher qu'un ouvrage en mortier.

Epaisseur des perrés maçonnés au mortier. — Ces perrés ont pour but de protéger les talus des levées ou remblais contre les éboulements et les corrosions. En désignant par :

x, l'épaisseur en couronne mesurée normalement au talus ;

e, l'augmentation d'épaisseur par mètre de hauteur verticale, on fait pour le cas de :

Talus à 45° :	$x = 0^m,30$;	$e = 0^m,05$.	(Formule n° 30.)
Talus à 3 pour 2 :	$x = 0\ 30$;	$e = 0\ 02$.	(Formule n° 31.)
Talus à 1 pour 2 :	$x = 0\ 60$;	$e = 0\ 20$.	(Formule n° 32.)

dans ce dernier cas, les perrés commencent à jouer le rôle de murs de soutènement.

Epaisseur des perrés à pierres sèches. — Les perrés à pierres sèches ne s'emploient guère que pour revêtir des talus de déblais ou des berges de rivières dans les terrains argileux, argilo-sableux et même simplement sableux. Généralement, ces talus sont inclinés à 3 pour 2 et l'on donne aux perrés une épaisseur uniforme de :

$$e = 0^m,35 \qquad \text{(Formule n° 33.}$$

déduite de l'expérience ; mais on cimente les joints des perrés en rivières jusqu'au niveau des crues pour empêcher les eaux de délayer les terres composant les berges et d'amener, par suite, la destruction des revêtements.

Fondation des perrés. — Le long des cours d'eau importants, les fondations des perrés consistent en un enrochement en gros moellons bien assis et posés à sec sur un fond convenablement

réglé ; le dessus de cet enrochement est arasé horizontalement au moyen de béton à la hauteur de l'étiage et forme, dans le sens transversal, une saillie de $0^m,30$ à $0^m,40$ environ sur le nu des perrés ; dans certains cas, les enrochements sont consolidés par des pieux et palplanches solidement moisés à leur partie supérieure.

Sur les petits cours d'eau, la fondation des perrés consiste en une simple rigole creusée au pied du talus et remplie de gros moellons d'enrochement. (*Voir les ouvrages spéciaux sur la matière.*)

DEUXIÈME PARTIE

PONTS ET VIADUCS EN MAÇONNERIE

CONSIDÉRATIONS GÉNÉRALES

Lorsque deux portions d'une voie de communication sont interrompues par un cours d'eau, un ravin ou même par une autre voie située à un niveau inférieur à celui de la première, on les relie entre elles par un ouvrage d'art qui s'appelle *Pont*.

Diverses espèces de ponts. — Quand un pont ne mesure pas plus de 4 à 5 mètres d'ouverture entre ses points d'appui, il prend le nom de *Pontceau*.

Un pont destiné à faire passer une voie au-dessus d'une autre, ou même d'un vallon dans lequel on ne veut pas la faire descendre prend le nom de *Viaduc*. Cependant l'usage a prévalu de réserver ce nom aux travaux gigantesques à l'aide desquels les chemins de fer franchissent les vallées profondes.

Les *Ponts-Aqueducs* sont ceux qui supportent un cours d'eau passant au-dessus d'un chemin ou d'une rivière.

Les *Ponts-Canaux* sont ceux qui livrent passage à un canal de navigation au-dessus d'une dépression du sol, d'un chemin ou d'une rivière.

Différentes parties des voûtes. — Les ponts se construisent en pierre, en bois ou en métal ; nous ne nous occuperons ici que des premiers.

Les points d'appui extrêmes d'un pont sont appelés *Culées :* ceux intermédiaires prennent le nom de *Piles* quand ils sont en pierre ;

l'intervalle libre qui sépare deux points d'appui prend le nom d'*Arche* dans les grands ouvrages et d'*Arceau* dans ceux de petite dimension.

La distance entre les faces internes des deux points d'appui s'appelle l'*Ouverture de l'arche;* la différence de niveau entre la ligne des naissances de l'arche et le sommet de la voûte est ce que l'on nomme la *Flèche* ou *Montée.*

La surface intérieure d'une voûte se désigne sous le nom de *Douelle* ou *Intrados* et celle extérieure sous celui d'*Extrados.* On nomme *Voussoirs* les pierres de la voûte; *Clef*, le voussoir du milieu que l'on place le dernier.

On appelle *Tympan* l'espace compris entre l'extrados et la plinthe ou couronnement de l'ouvrage, établi au niveau de la chaussée ou de la voie; les *Reins* de la voûte se trouvent situés au joint qui correspond au milieu de la montée pour les pleins-cintres et pour les ellipses, et au joint normal à l'intrados aux naissances pour les arcs de cercle; la *Chape* est le revêtement qui protège la voûte contre les infiltrations des eaux.

Emplacement des ponts. — Il est rare que le constructeur puisse choisir à sa volonté l'emplacement où il doit édifier un pont. Presque toujours la position est déterminée d'avance, soit par les routes déjà construites, soit par la direction de la voie à construire et celle des cours d'eau à traverser, soit par les rues qui viennent y aboutir, si l'ouvrage doit être exécuté dans une ville.

Lorsqu'il en est ainsi, il ne reste plus qu'à tirer le meilleur parti possible de l'emplacement marqué, tant pour la disposition du pont que pour sa solidité. Quand on n'est pas maître d'éviter les obstacles que la nature oppose, le devoir est de chercher à les vaincre le plus efficacement possible. Un bon choix annonce le mérite du constructeur; des difficultés surmontées mettent son talent en évidence.

Dans les cas fort rares où l'on a à déterminer cet emplacement, la première recherche à faire pour se décider est celle d'un fond solide; cette recherche se fait au moyen de sondages multipliés du terrain dans le voisinage du pont.

Le rocher est le meilleur de tous les fonds : il n'est pas suscep-

tible d'être comprimé par le poids de l'édifice, ni d'être affouillé par les eaux. Si l'on est assez heureux pour le rencontrer à une faible profondeur et à une petite distance du point qu'il serait le plus naturel de choisir, on ne doit pas hésiter à dévier la route ou le chemin et même à allonger un peu le parcours, plutôt que d'exposer l'avenir de la construction, en l'établissant sur un sol qui n'offrirait pas la même sécurité.

Dans une large vallée, les mêmes considérations peuvent conduire à dériver le ruisseau ou la rivière et à reporter son cours vers l'un des coteaux où l'on a rencontré un terrain résistant ; pour les petits ruisseaux, on peut surtout user de ce moyen ; mais pour les grandes rivières, il ne faut se résoudre à les dériver qu'après y avoir mûrement réfléchi et avoir étudié leur régime avec soin et pendant longtemps. Les cours d'eau se sont tracé un lit qu'il est quelquefois difficile de leur faire abandonner, et l'on pourrait presque dire qu'ils ont des allures et des habitudes qu'il est dangereux de vouloir modifier.

Traversée d'un ravin. — Quand on a à exécuter un pontceau sous les grands remblais d'une route ou d'un chemin de fer et

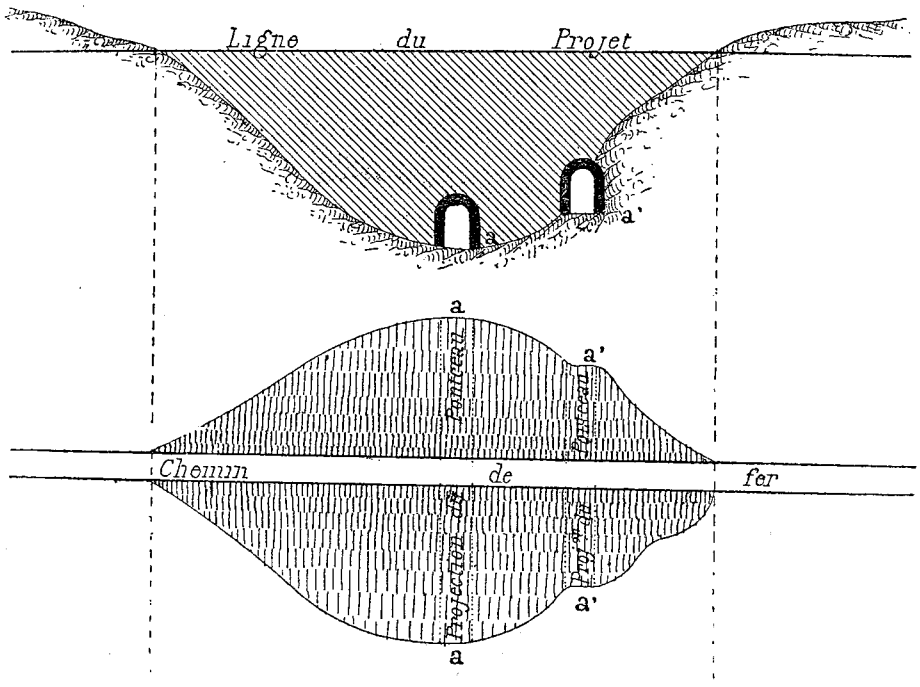


Fig. 33.

qu'il est destiné à donner écoulement aux eaux pluviales d'un

ravin ou d'une vallée stérile, il peut être avantageux de ne pas le placer au point le plus bas du sol *a*. On peut l'élever et le reporter sur le flanc d'un des versants en *a'* (fig. 33). Cette disposition offre plusieurs avantages : d'abord, il y a économie dans la construction, puisqu'elle n'a pas besoin d'une aussi grande longueur ; ensuite, on a moins à craindre de le voir obstrué par les eaux d'orage qui, formant ainsi une espèce d'étang, en amont du ponceau, laissent déposer, avant de s'écouler, la plus grande partie de la vase qu'elles tiennent en suspension. Si les terres, déposées successivement dans le vallon, parviennent à en élever le sol jusqu'à la hauteur de l'ouvrage, on creuse alors un lit qu'on a soin d'entretenir.

Direction des ponts. — Dans l'établissement des ponts et ponceaux, quand on est fixé sur leur emplacement, on doit chercher, autant que possible, à diriger l'axe de la construction perpendiculairement au fil des eaux, afin que la direction du courant soit parallèle aux faces latérales des piles et des culées. Ce parallélisme est une condition essentielle à remplir et, lors même que l'axe du pont ne peut être dirigé comme nous venons de le dire, on ne doit pas y renoncer : on incline alors les faces des points d'appui relativement à cet axe et l'on a ce que l'on nomme un *Pont biais*.

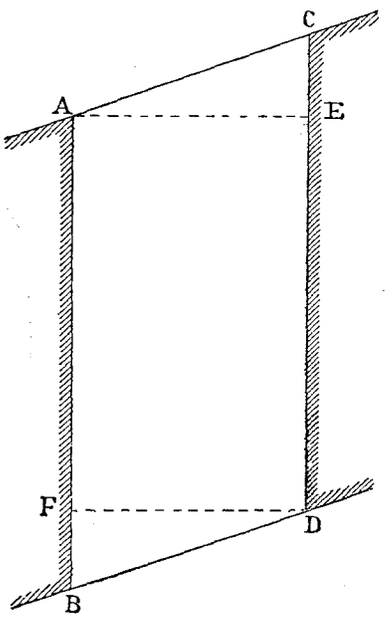


Fig. 34.

Cette espèce de pont doit être évitée, dans la limite du possible ; elle présente d'abord quelques difficultés dans l'appareil de la voûte, c'est-à-dire dans la forme qu'on doit donner à chacune des pierres apparentes qui la composent : ensuite, elle offre un bien plus grave inconvénient encore, c'est que la poussée des parties extrêmes des voûtes n'est contre-balancée par rien.

Ainsi, en représentant par AB et CD (fig. 34) les deux culées et par ABCD la projection horizontale de la voûte, on peut la décomposer en trois parties AEDF, ACE,

BDF ; dans la première seule, la poussée horizontale qu'exerce le poids de la voûte contre les portions AF et DE des culées est égale de part et d'autre et les autres parties tendent à se séparer : la force seule des matériaux s'oppose à cet effet qu'on ne parvient à éviter qu'au moyen d'un appareil spécial en pierre de taille. Des voûtes en briques, faites avec le plus grand soin, offraient des lézardes suivant les directions AE et FD dès la seconde année de leur construction, le long de certaines lignes ferrées que nous avons eu l'occasion de parcourir.

Débouché des ponts. — On entend par débouché d'un pont l'intervalle libre entre les culées. La détermination exacte de cet intervalle est d'une grande importance pour la construction d'un pont.

Si le débouché est trop petit, la vitesse de l'eau sous l'ouvrage peut devenir assez grande pour produire des affouillements qui en compromettent la solidité ; en même temps, le remous qui se produit en amont peut causer du dommage aux propriétés riveraines. Si le débouché est trop grand, il peut en résulter, pendant les basses eaux, des atterrissements qui, à l'époque des crues, offrent tous les inconvénients d'un débouché trop petit.

Pour déterminer le débouché d'un pont, on peut opérer par comparaison avec les ouvrages construits à l'amont et à l'aval de la construction à édifier, s'il en existe ; dans le cas contraire, il faut jauger avec soin la rivière, c'est-à-dire mesurer le volume d'eau qui passe en une seconde dans une section transversale quelconque.

Radiers. — Lorsqu'on prévoit qu'un pont sera exposé à des affouillements, on construit sous cet ouvrage, et selon les circonstances, un radier partiel ou général. On entend par radier un revêtement en béton, en pavés, en briques ou autres matières solides généralement posées à bain de mortier hydraulique dont on recouvre le lit du cours d'eau, dans l'emplacement du pont, pour protéger celui-ci contre les affouillements.

Quelquefois même, par mesure de précaution, on prolonge à l'amont et à l'aval du pont le radier sur toute la partie du cours d'eau où se fait sentir la contraction de la veine liquide.

Garde-radiers. — Enfin, quand le terrain, sur lequel repose le radier est encore affouillable, et qu'on redoute qu'il puisse être bouleversé par des infiltrations souterraines, on consolide chacune des extrémités du radier au moyen d'un massif en maçonnerie appelée garde-radier ; cet ouvrage de défense est un mur transversal en briques ou moellons, ou en béton semblable à celui du radier, qui descend le plus souvent, à la profondeur du sol de fondation, dans les ponts de petite ouverture ; les résultats des sondages peuvent seuls guider les constructeurs pour déterminer sûrement l'importance des garde-radiers dans les autres ponts.

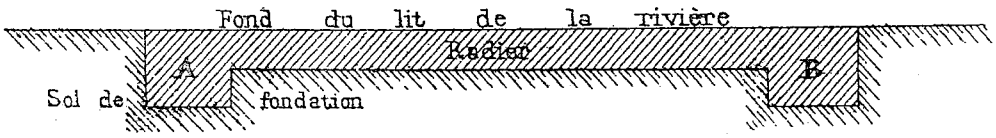


Fig. 35.

Les lettres A et B de la figure ci-dessus, indiquent les garde-radiers d'un pontceau.

Perrés. — Le régime d'une rivière étant le rapport qui existe entre la force du courant et la résistance des parois qui forment son lit, tout changement de régime amène, ainsi que nous l'avons vu, des changements dans la vitesse des eaux et l'on est parfois obligé de défendre également les berges contre les corrosions par des revêtements appelés : *Perrés.* Ces perrés sont, avons-nous dit plus haut, maçonnés au mortier jusqu'au niveau des crues dans les fleuves et dans les rivières importantes ; le plus ordinairement ils se composent de matériaux posés à sec, le long des petits cours d'eau ; on établit toujours ces ouvrages défensifs sur toute l'étendue de la contraction de la veine liquide, à l'amont et à l'aval du pont, dans la crainte que l'augmentation de vitesse du courant à la surface en faisant ébouler les berges de la rivière ne produise des atterrissements capables de gêner le libre écoulement des eaux lors des inondations.

Forme des arches. — La surface intérieure des voûtes est engendrée par une ligne droite qui se meut horizontalement en s'appuyant sur une demi-circonférence dont le diamètre est égal à

l'ouverture de l'arche, ce qui donne un plein-cintre ; ou sur une demi-ellipse ou une courbe à plusieurs centres dont les extrémités sont, comme dans le cas précédent, tangentes aux piédroits, ce qui forme une voûte elliptique ou une voûte en anse de panier ; ou encore sur un arc de cercle rencontrant les piédroits suivant un certain angle, et on a alors une voûte en arc de cercle.

Le surbaissement d'une voûte elliptique ou en anse de panier est ordinairement du 1/3 de l'ouverture ; celui d'une voûte en arc de cercle varie du 1/3 au 1/12 de l'ouverture.

Grandeur des arches. — Sur une rivière qui n'est ni navigable ni exposée à des crues ou à des débâcles, on adopte de petites arches qui, à longueur égale de pont, sont moins coûteuses que les grandes, quand toutefois la nature du sol ne conduit pas à de plus fortes dépenses par suite du plus grand nombre de piles à fonder.

Quand la rivière, sans être navigable, est sujette à des crues et à des débâcles, on doit adopter des arches assez grandes pour que les glaces ou tout autre corps flottant ne soient pas arrêtés par les piles ; il en résulterait des amas de glaces, appelés embâcles, qui sont une des causes les plus fréquentes de la destruction des ponts. Il ne faut pas, en général, adopter des arches moindres que celles du premier pont placé en amont, et il convient de réserver entre le niveau des crues et l'intrados à la clef une hauteur libre de $1^{m},50$ au moins, pour le libre passage des corps flottants ; cependant pour les petits cours d'eau, à régime peu variable, on réduit souvent cette hauteur à $0^{m},50$.

Sur une rivière navigable, il faut proportionner les arches aux dimensions des bateaux et surtout à la vitesse du courant. Si cette vitesse est grande et le débouché inférieur à 25 mètres, on ne fait qu'une seule arche. Pour un plus grand débouché, afin d'éviter les dépenses considérables occasionnées par les grandes arches on en fait de plus petites. Le nombre des arches doit être au moins de trois, sauf à faire l'arche du milieu plus grande que les autres, si elle était insuffisante pour la navigation.

Quand la rivière navigable a une faible pente, la largeur des arches peut être moindre et on peut même adopter un nombre

pair d'arches, c'est-à-dire placer une pile au milieu, si cette disposition offre des avantages d'exécution compensant ses inconvénients.

Classement des ouvertures des ponts. — Au point de vue du débouché des ponts en maçonnerie, les ouvertures inférieures à 10 mètres peuvent être considérées comme petites ; celles de 10 à 25 mètres, comme moyennes ; celles de 26 à 39 mètres, comme grandes ; et celles de 40 mètres, au moins, comme exceptionnelles.

CALCUL DU DÉBOUCHÉ DES PONTS

1° *Sur les rivières.* — Voici un procédé simple et pratique que l'on peut employer pour déterminer le débouché des ouvrages d'art.

On prend la section de la plus haute crue connue sur l'emplacement de la tête amont du pont à construire et l'on en retranche les parties où le courant ne se fait pas sentir. Supposons que l'on ait, avec $3^{m},50$ de hauteur d'eau, une section utile de rivière :

$$Sr = 43^{mq},75$$

On se donne la section du pont que l'on présume nécessaire :

$$Sp = 10 \times 3,50 = 35^{mq},00$$

la vitesse moyenne des eaux V_m étant, par exemple, de 2 mètres par seconde, on a pour le débit du cours d'eau D :

$$D = V_m \times Sr = 2 \times 43^{m},75 = 87^{mc},50$$

Il est clair que, malgré son étranglement, le pont devra débiter, à peu de chose près, le même volume d'eau dans la même unité de temps ; mais, pour cela, il faudra que les eaux prennent sous le pont une vitesse moyenne accélérée Vp égale à :

$$Vp = \frac{V_m \times Sr}{Sp} = \frac{87,50}{35,00} = 2^{m},64 ;$$

pour que la vitesse s'accélère, il faut que la pente augmente et que, par conséquent, il se forme un gonflement ou remous à l'amont

de l'ouvrage ; c'est l'importance de ce gonflement qu'il faut déterminer, car, seul, il fait connaître si l'on ne gênera pas les usines situées en amont, si les débordements ne deviendront pas plus fréquents et plus préjudiciables aux propriétés riveraines et, enfin si la vitesse accélérée ne devra pas trop fatiguer l'ouvrage.

La hauteur de ce remous se détermine, on ne peut plus facilement, par la méthode suivante :

L'expression de l'écoulement de l'eau, pour un régime permanent, est celle de la chute des corps dans le vide, et se traduit par la formule ci-dessous :

$$H = \frac{V^2}{2g}$$

dans laquelle g est l'intensité de la pesanteur sous notre latitude, soit 9,8088.

La vitesse moyenne du courant V_m étant de 2 mètres, la hauteur de chute H_m correspondant à cette vitesse sera :

$$H_m = \frac{V_m^2}{2g} = \frac{2^2}{2 \times 9{,}8088} = 0^m{,}20$$

la vitesse moyenne accélérée, sous le pont, étant $Vp = 2^m{,}64$, la hauteur de chute Hp, en amont du pont, serait théoriquement :

$$Hp = \frac{Vp^2}{2g} = \frac{\overline{2{,}64}^2}{2 \times 9{,}8088} = 0^m{,}36$$

La différence $0^m{,}16$ entre ces deux hauteurs donnerait la hauteur du remous, s'il ne fallait pas tenir compte des retards d'écoulement produits par les contractions de veines, frottements et autres obstacles qu'éprouvent les liquides pour passer d'un orifice de forme quelconque dans un orifice étranglé, de forme différente et déterminée.

Ces retards, qui augmentent la hauteur du gonflement, s'expriment par le coefficient 1,23 généralement admis par les constructeurs ; la hauteur G du gonflement devient donc :

$$G = 1{,}23 \times 0{,}16 = 0^m{,}20$$

Si ce remous n'est pas de nature à gêner l'usine placée immédiatement en amont, ni à porter trop loin ou augmenter les inon-

dations, on peut le considérer comme praticable et comme n'étant pas susceptible de fatiguer les diverses parties de l'ouvrage à projeter ; s'il en est autrement, il faut essayer d'un débouché plus grand dans lequel, toutefois, la hauteur d'eau ne doit pas être augmentée.

Il faut éviter aussi, d'un autre côté, d'avoir une trop grande vitesse de fond pour prévenir les affouillements du lit ; on peut, sans inconvénient, admettre un remous de $0^m,25$ à $0^m,30$ à l'amont d'un pont si l'on ne se trouve pas dans le voisinage d'une usine et si le fond n'est pas facilement affouillable.

Relations entre la vitesse à la surface, la vitesse moyenne et la vitesse de fond. — Dans les cas les plus ordinaires de la pratique, la vitesse v à la surface de l'eau que l'on détermine directement est comprise entre $0^m,20$ et $1^m,50$ et l'on obtient avec une exactitude suffisante la vitesse moyenne V_m du courant par la formule de Prony :

$$V_m = 0,80\ v$$

D'après M. Baumgarten, la formule de Prony doit être corrigée pour les valeurs de v supérieures à $1^m,30$ et alors elle devient :

$$V_m = \frac{0,80\ v\ (v + 2,372)}{v + 3,153}$$

c'est aussi la formule adoptée par M. l'inspecteur général Graëff dans sa notice sur le jaugeage des eaux courantes.

La relation entre la vitesse de fond V_f, la vitesse moyenne V_m et la vitesse à la surface v est donnée par la formule :

$$V_f = V_m - v$$

et en admettant :

$$V^m = 0,80\ v$$

il vient :

$$V_f = 0,60\ v$$

On pourra donc facilement vérifier au moyen des formules précédentes si les conditions d'écoulement de l'eau sous un pont satisfont aux limites de vitesse généralement admises par les constructeurs pour parer à tout danger d'affouillement du lit et pour ne pas exposer l'ouvrage à une trop grande fatigue.

TABLEAU DES VITESSES DE FOND QUI AFFOUILLENT LES DIVERS TERRAINS

NATURE DU SOL	VITESSES AU DELA DESQUELLES LE SOL EST ENTAMÉ
	mètres.
Terre, boue détrempée	0,08
Argile tendre	0,15
Sable	0,30
Gravier	0,61
Cailloux	0,91
Pierres cassées, silex anguleux	1,22
Cailloux agglomérés, schistes tendres	1,52
Roches lamelleuses	1,83
Roches dures	3,00

2° *A la traversée des vallées.* — Un ingénieur qui a conservé, comme praticien, une juste réputation dans le corps des ponts et chaussées, M. Duleau, a proposé pour fixer le débouché des petits ponts à construire dans les vallées la règle pratique suivante :

« Dans un pays plat où les collines n'ont que 15 à 20 mètres de hauteur, on donne aux petits ouvrages $0^m,80$ de largeur par lieue carrée et dans les pays où les montagnes les plus élevées ont environ 50 mètres au-dessus du fond des vallées, on leur donne 2 mètres environ par lieue carrée. »

M. l'inspecteur général Belgrand a démontré par des exemples que l'on ne devait accepter cette règle empirique qu'avec la plus grande réserve.

En général, dit cet ingénieur, le calcul des débouchés des ponts par la considération des versants situés en amont ne comporte pas de solution déterminée, car ces débouchés varient énormément suivant le degré de perméabilité des terrains sur lesquels l'écoulement a lieu, suivant l'inclinaison des versants et thalwegs et encore suivant l'éloignement des ouvrages par rapport à l'origine de la vallée. Bien qu'il ne soit pas possible de trouver un rapport rigoureux entre la superficie d'une vallée et le débouché d'un pont qu'il faut pour son thalweg, comme on ne doit pas craindre

d'adopter des débouchés un peu forts, on peut prendre, pour chaque nature de terrain, le rapport maximum des observations faites à ce sujet, et obtenir un certain coefficient qui, multiplié par la superficie de la vallée exprimée en kilomètres carrés, donne le débouché du pont en mètres carrés ; M. Belgrand pense qu'il serait possible d'adopter les bases suivantes pour une vallée ayant au plus une superficie de 50 kilomètres carrés :

1° Dans les vallées granitiques boisées et à fortes pentes, le débouché superficiel sera de $0^{mq},40$ à $0^{mq},50$ par kilomètre carré de versants ;

2° Dans le liais ou pierre calcaire compacte et les vallées granitiques non boisées et à faibles pentes, ce débouché sera de $1^{mq},50$ par kilomètre carré ;

3° Dans le calcaire à entroques ou fossiles caractéristiques des terrains primaires et secondaires, la grande oolithe et le forest-marble, le débouché total le plus petit possible sera de $0^{mq},0128$ par exemple ;

4° Dans l'oxford-clay, ou argile bleue, tenace, formant la base de l'étage oxfordien il sera de $0^{mq},30$ au plus par kilomètre carré ;

5° Dans les grès verts sableux, il sera de $0^{mq},70$;

6° Dans les grès verts argileux, il sera de 1 mètre carré ;

7° Dans la craie proprement dite, il sera de $0^{mq},00$;

8° Dans les terrains tertiaires (sables, calcaires, grès, marne et argile plastique) très plats, il sera de $0^{mq},10$;

9° Dans les terrains tertiaires plus accidentés, il sera de $0^{mq},40$;

10° Dans les terrains tertiaires perméables, il sera de $0^{mq},00$.

Il reste sous-entendu que l'on doit toujours augmenter le débouché d'un ponteau ainsi obtenu de la quantité nécessaire à l'écoulement des eaux de source circulant dans la vallée considérée ; car on suppose, dans ce qui précède, que les ouvrages ne doivent recevoir que les eaux pluviales tombant dans le bassin.

On voit qu'à la rigueur, on pourrait supprimer les ponteaux et aqueducs, dans les vallées sèches des terrains oolithiques inférieurs, de la craie et des terrains tertiaires perméables ; il n'y a, du reste, presque aucune augmentation de dépense à ne faire un petit ouvrage de ce genre qu'après l'achèvement de la route et lorsqu'on en reconnaît la nécessité. On peut donc sans crainte

ajourner leur construction dans les terrains très perméables; dans les terrains imperméables, au contraire, on doit calculer leur débouché avec soin et les construire en même temps que la route sous peine de voir la circulation interrompue au premier orage violent.

Ainsi, d'après ce qui vient d'être dit plus haut, dans une vallée de 50 kilomètres carrés de surface, on aurait les débouchés suivants :

1° Dans le granit à grandes pentes et boisé, de 20 à 25 mètres carrés;

2° Dans le liais ou les granits déboisés à faibles pentes, 75 mètres carrés ;

3° Dans les terrains oolithiques inférieurs, $0^{mq},64$;

4° Dans l'oxford-clay, au plus 15 mètres carrés ;

5° Dans les grès verts sableux, 35 mètres carrés;

6° Dans les grès verts argileux, 50 mètres carrés ;

7° Dans la craie proprement dite, $0^{mq},00$;

8° Dans les terrains tertiaires (sables, calcaires, grès, marne et argile plastique) plats, 5 mètres carrés;

9° Dans les terrains tertiaires plus accidentés, 20 mètres carrés;

10° Dans les terrains tertiaires perméables, $0^{mq},00$.

Lorsqu'une vallée est ouverte, partie dans les terrains oolithiques inférieurs et partie dans les terrains des autres catégories, il est évident qu'on ne doit pas tenir compte des premiers dans le calcul du débouché.

En général, dans une localité donnée, on peut, pour chaque nature de terrain, diviser la plus grande section mouillée des ponts existants par la surface d'amont des versants et obtenir ainsi des coefficients analogues à ceux qui sont indiqués ci-dessus et qui serviront à déterminer les débouchés des ponts. Tout porte à croire que, pour chaque arrondissement d'ingénieur, le nombre de ces coefficients se réduirait à trois ou quatre.

Ce travail, bien digne d'attirer l'attention des services hydrauliques, conduirait à recueillir une série d'exemples où chacun pourrait, en toute connaissance de cause, puiser les éléments de comparaison dont il aurait besoin pour ne pas s'exposer à commettre des erreurs ayant les conséquences les plus désastreuses.

Dans les vallées plus étendues, il est impossible de donner une règle fixe ; mais on y trouve presque toujours des ponts, soit à l'amont, soit à l'aval du point où l'on veut construire.

Pour avoir le débouché cherché, on pourrait ajouter au débouché du pont existant en amont ou retrancher de celui du pont situé en aval le produit en mètres carrés de l'un des coefficients ci-dessus par le nombre représentant la quantité de kilomètres carrés de versants situés entre le pont considéré et l'ouvrage à construire.

Toutefois, beaucoup de circonstances peuvent modifier le débouché des ponts ; ainsi le changement brusque de pente qu'éprouve le fond d'une vallée, au passage d'un terrain dur à un terrain marneux peu résistant, amène toujours en ce point une grande accumulation d'eau.

On conçoit, en effet, que la vitesse étant beaucoup plus grande sur la pente rapide, il faut sur la pente faible une section mouillée beaucoup plus considérable pour que le débit reste le même. L'eau s'accumule donc au point d'intersection des pentes jusqu'à ce que la section soit devenue assez grande pour débiter toute la masse ; il s'établit par conséquent, à la surface, une pente plus grande que celle du fond et, si cette dernière est uniforme, la section mouillée va sans cesse en diminuant.

Il résulte de là qu'il faut souvent à une grande distance en aval un plus petit aqueduc que celui établi au changement de pente. Dans ce cas, il est impossible d'établir une règle fixe pour la détermination du débouché.

CALCUL DU DÉBOUCHÉ DES ÉGOUTS

Généralement la construction de trottoirs dans l'intérieur des villes comporte l'établissement de longs aqueducs avec branchements et bouches de prise d'eau pour égoutter les rues, les terrains et les bâtiments situés à droite et à gauche de la voie sous laquelle est placé le grand collecteur ; il est donc indispensable de calculer le débouché de ces égouts pour éviter tout mécompte.

Supposons que nous ayons à recueillir les eaux d'un bassin de

8 hectares environ, formé : 1° sur le côté gauche d'un versant comprenant des habitations, des rues, des jardins et des terres en labour ; 2° sur le côté droit, de maisons longeant, sans interruption, l'artère à doter de trottoirs et y amenant les eaux que les toits recueillent sur 10 mètres de profondeur environ ; d'après cette hypothèse, le versant de gauche sera en partie perméable et en partie imperméable. (Pl. n° 4, fig. 36.)

Admettons encore qu'après reconnaissance préalable du bassin en question, nous soyons amenés à le décomposer ainsi :

1° Côté gauche :	bassin perméable	6 hect.	7 hect.
	— imperméable	1 —	
2° Côté droit :	— imperméable		1 —
	Total pareil. . .		8 hect.

Appelons :

s, la surface de la partie perméable
s', — imperméable } de ce bassin (côté gauche) ;

s'', — — de ce même bassin (côté droit) ;

ω, la section mouillée de l'aqueduc projeté ;

χ, le périmètre de cette section mouillée ;

R, le rayon moyen ou le rapport de la section mouillée au périmètre mouillé $= \frac{\omega}{\chi}$;

i, la pente longitudinale de la section amont de l'ouvrage recueillant les eaux du bassin ou la pente la plus faible que l'on trouve dans la longueur de l'égout ;

Q, le débit de l'aqueduc projeté ;

La forme simplifiée ci-dessous donne le débit de l'ouvrage .

$$\text{(Bazin)} \quad Q = \omega \times 50 \sqrt{Ri}$$

dans laquelle $50 \sqrt{Ri}$ représente la vitesse moyenne de l'eau dans l'aqueduc, au point considéré.

Ce débit, sous peine d'insuffisance, doit être au moins égal à la quantité d'eau que le bassin verse par seconde dans l'égout, lors d'un orage violent et prolongé.

D'après les renseignements que nous avons recueillis, la plus grande quantité d'eau tombant dans la région qui nous occupe, par les plus fortes pluies d'orage par seconde et par hectare, est de $0^{mc},133$.

On admet ordinairement que les parties perméables des bassins fournissent le $\frac{1}{3}$ de la quantité de pluie tombant, par seconde, sur toute l'étendue du bassin ; par cette réduction au $\frac{1}{3}$, on tient compte de ce qu'une première partie de l'eau s'évapore et rentre dans l'atmosphère ou sert à la nutrition des végétaux ; de ce qu'une seconde abreuve la terre, la traverse jusqu'à la couche imperméable sur laquelle elle coule pour aller dans les parties basses former des sources plus ou moins abondantes suivant l'étendue des bassins qui les alimentent ; de ce qu'enfin une troisième v' s'écoule à la surface du sol dont elle gagne les points bas, en arrivant encore à l'égout après la fin de l'orage ; l'écoulement de la pluie dure, en effet, plus longtemps que sa chute.

Quant aux parties imperméables, elles sont censées donner tout le volume d'eau v'' qu'elles reçoivent.

C'est donc aux volumes réunis v' et v'' des eaux coulant à la surface du sol qu'il importe de livrer passage dans les ouvrages à construire.

Mais nous devons faire remarquer que, dans les questions de ce genre, tous les éléments d'appréciation ne sont pas faciles à connaître et qu'il faut bien s'en rapporter à des observations générales pour calculer la section des égouts.

Égout principal. — Dans le cas qui nous occupe, le volume d'eau total à évacuer par seconde $V = v' + v''$ se calculera comme il suit :

$$v' = \left\{ \begin{array}{l} \dfrac{0^{mc},133 \times s}{3} = \dfrac{0^{mc},133 \times 6^{h}}{3} = 0^{mc},266 \\ 0^{mc},133 \times s' = 0^{mc},133 \times 1^{h} = 0^{mc},133 \end{array} \right\} 0^{mc},399 \text{ pour le côté gauche.}$$

$$v' = 0^{mc},133 \times s'' = 0^{mc},133 \times 1^{h} = 0^{mc},133 \text{ pour le côté droit.}$$

$$\text{Volume total : } V = \overline{0^{mc},532}$$

Supposons que l'égout soit de forme ovoïde et présente les dimensions cotées au croquis (fig. 37) :

ω, la section supposée mouillée $adg = 0^{mq},553$;

χ, le périmètre mouillé $abcdefg = 2^{m},280$;

R, le rayon moyen $= \dfrac{0^{mq},553}{2^{m},280} = 0^{m},243$;

Fig. 36.

Paris, BAUDRY & Cie, Éditeurs.
L. Courtier, 43, rue de Dunkerque, Paris.

i, la pente longitudinale de la partie amont de l'aqueduc, ou la pente la plus faible de l'égout $= 0^m,003$;

il vient :

$$Ri = 0^m,243 \times 0^m,003 = 0^m,000729$$

$$\sqrt{Ri} = \sqrt{0^m,000729} = 0^m,0270$$

et le débit de l'égout par seconde est de :

$$Q = 0^{mq},553 \times 50 \times 0^m,0270 = 0^{mc},747$$

Comme on le voit, les dimensions essayées avec $0^m,10$ de vide au-dessus du plan d'eau maximum admis sont suffisantes, puisque

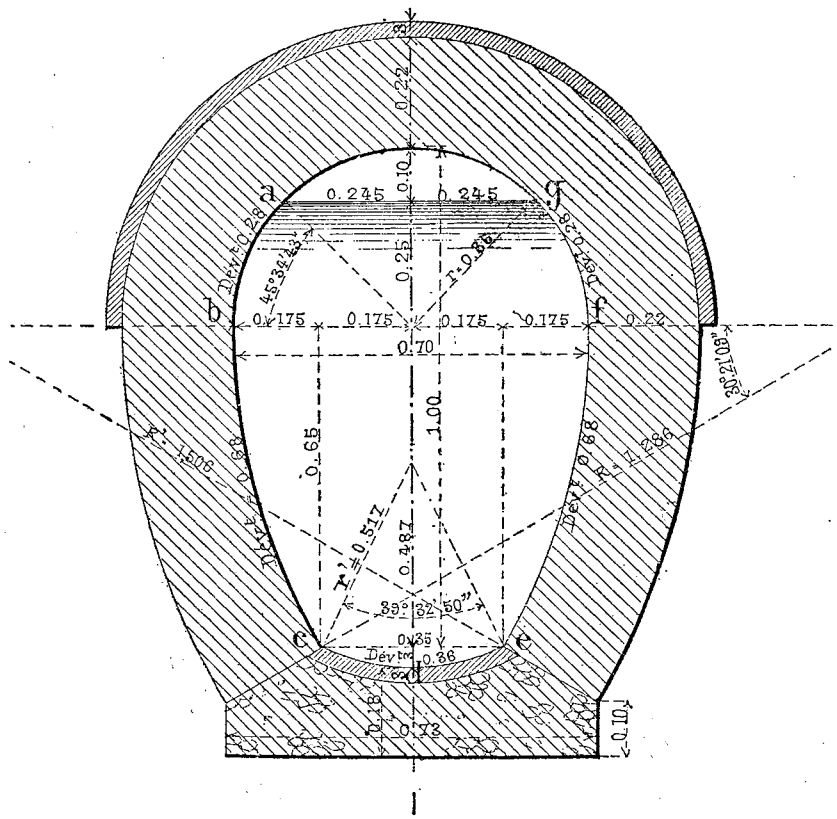


Fig. 37.

la section supposée mouillée laisserait passer encore par seconde 215 litres en sus du volume d'eau fourni par le bassin dans son état actuel. Ces dimensions assurent, en outre, l'avenir, car il est probable que le versant du côté gauche de la route recevra encore des constructions augmentant la surface imperméable du bassin ; enfin elles permettent de visiter et de nettoyer facilement l'ouvrage qui a généralement une grande longueur.

Branchement du côté gauche. — Le branchement du côté gauche doit avoir une section suffisante pour débiter la quantité de pluie qui tombera dans le puisard par les bouches d'égout ; or, les données sont les suivantes avec le type ovoïde de la figure 38 :

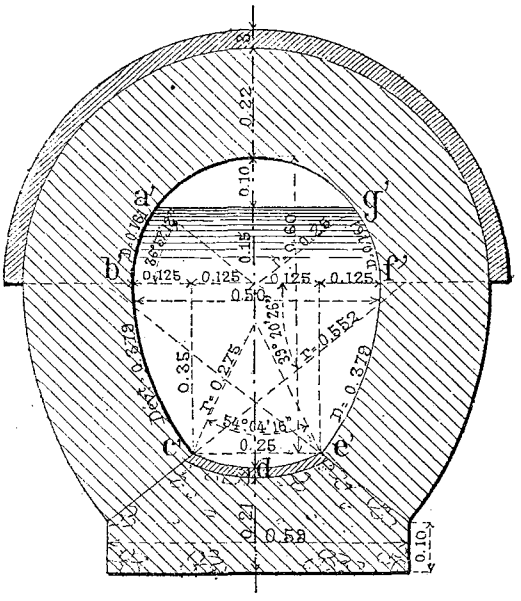


Fig. 38.

v', le volume d'eau à débiter $= 0^{mc},399$;
ω', la section supposée mouillée $a'\ d'\ g''$, $= 0^{mq},222$;
χ', le périmètre mouillé $a'\ b'\ c'\ d'\ e'\ f'\ g$ $= 1^{m},340$;

$$R', \text{le rayon moyen} = \frac{0^{mq}.222}{1^{m},340} = 0^{m},166 ;$$

i', la pente par mètre du branchement $= 0^{m},012$;

et :

$$R'\ i' = 0^{m},166 \times 0^{m},012 = 0^{m},001992 ;$$

$$\sqrt{R'\ i'} = \sqrt{0^{m},001992} = 0^{m},446 ;$$

le débit du branchement par seconde est de :

$$Q' = 0^{mq},222 \times 50 \times 0^{m},0446 = 0^{mc},495.$$

La section proposée (fig. 38) est donc suffisante, puisque le volume d'eau à évacuer n'est que de $0^{mc},399$ par seconde ; mais pour faciliter le nettoyage de ce branchement, nous lui donnerons une hauteur variant de $0^{m},63$ à 1 mètre entre son origine et l'aqueduc principal.

Branchement du côté droit. — Le volume d'eau v'' venant de la partie imperméable du bassin formée par les maisons et la $\frac{1}{2}$ largeur de la route sur le côté droit n'est que de $0^{mc},133$ par seconde et par hectare ; un petit branchement suffirait donc pour conduire les eaux à l'égout principal ; mais, comme l'économie à réaliser de ce chef serait insignifiante, nous adopterons une section égale à celle du branchement côté gauche.

Nombre de bouches commandant chaque branchement. — 1° *Côté gauche.* — Le volume v' des eaux fourni par le côté gauche de la

route est égal à $0^{mc},399$; nous supposerons que, par les orages les plus abondants, la hauteur de l'eau atteigne $0^{m},15$ en entrant dans les bouches ; il s'agit de déterminer la longueur L du déversoir formé par ces bouches.

La formule générale connue :

$$\text{(d'Aubuisson)} \quad Q = 1,80\ L\sqrt{H^3}$$

donne :

$$L = \frac{Q}{1,80\sqrt{H^3}} = \frac{Q}{1,80\ H\sqrt{H}}$$

remplaçant les lettres par leurs valeurs respectives, il vient :

$$L = \frac{0^{mc},399}{1,80 \times 0,15\sqrt{0,15}} = 3^{m},80, \text{ soit } 4 \text{ mètres}$$

par conséquent, nous commanderons le puisard au moyen de 4 bouches de 1 mètre de longueur sur $0^{m},20$ de hauteur totale pour tenir compte des obstructions que produisent les pailles et détritus en avant des prises d'eau.

2° *Côté droit.* — Le volume v'' arrivant par le côté droit est de $0^{mc},133$; dans ce cas, la formule qui donne la longueur du déversoir devient :

$$L = \frac{0^{mc},133}{1,80 \times 0,15\sqrt{0,15}} = \frac{0^{mc},133}{0,105} = 1^{m},27,$$

deux bouches de $0^{m},75$ de longueur sur $0^{m},20$ de hauteur totale placées en tête du branchement, côté droit, suffiraient pour tenir compte également des obstructions résultant des pailles et détritus devant les seuils des déversoirs ; mais, pour ne pas employer deux types différents de prise d'eau au même point bas, nous prendrons deux bouches de dimensions égales à celles du côté gauche.

Observation. — Tout ce qui vient d'être dit pour les égouts dans les villes est également applicable aux ponts et aqueducs à construire sur les bas-fonds traversés par les routes et chemins de fer.

CALCULS DES DIMENSIONS DES VOUTES

La construction des voûtes exige un choix minutieux des matériaux à employer, car, au fur et à mesure que leur rayon augmente, la résistance des matériaux doit augmenter aussi pour supporter avec sécurité les charges de plus en plus grandes qui agissent sur eux, à moins d'avoir des sections de maçonneries énormes, ce qui aurait l'inconvénient de surcharger inutilement les reins de la voûte.

Deux méthodes. — Quels que soient les matériaux qui entrent dans la construction d'un pont, les dimensions de ses différentes parties se déterminent par des considérations tirées de l'observation des ouvrages existants, ce qui conduit à des *Formules empiriques ;* ou bien, par des considérations tirées de l'équilibre et de la stabilité des massifs, ce qui constitue la *Méthode de la courbe des pressions.*

Ces deux manières de calculer les dimensions des voûtes forment deux parties distinctes que nous allons examiner séparément.

1° FORMULES EMPIRIQUES

ÉPAISSEUR A LA CLEF

Base de ces formules. — L'épaisseur d'une voûte à la clef ne peut jamais être inférieure à une certaine épaisseur pratique au-dessous de laquelle il deviendrait impossible de maçonner ; il y a donc un terme constant m dans la formule qui devra régler l'épaisseur à la clef. Si le diamètre de la voûte augmente, les chances de renversement augmentent aussi et la clef doit croître proportionnellement à l'ouverture, puisque c'est son épaisseur totale qui donne la mesure de la stabilité ; de là, dans la même formule, un terme nR proportionnel au rayon de courbure de l'intrados.

Ainsi pour les pleins-cintres, où le rayon R est constant, l'épaisseur à la clef sera donnée par une expression de la forme :

$$e = m + n\mathrm{R}$$

et ce sont les coefficients m, n qu'il s'agit de déterminer empiriquement par analogie avec les types existants des voûtes de cette espèce. Or, d'après Dejardin, lorsqu'on a en vue les maçonneries ordinaires, celles des ponts par exemple, on ne peut admettre pour m une valeur inférieure à 0,30. Quant à n, sa valeur pratique paraît convenable en la prenant égale à 0,10.

Cependant le coefficient $0^m,30$ n'a pas été admis par tous les constructeurs et nous verrons plus loin que M. Croizette-Desnoyers a réduit de moitié la valeur ci-dessus du terme constant m à introduire dans les formules empiriques.

M. Lesguillier a même ramené la constante à $0^m,10$.

On voit par là que la détermination de l'épaisseur à la clef au moyen des procédés empiriques n'a rien d'absolu, et qu'elle constitue simplement un moyen du tâtonnement qu'il faut ensuite vérifier par le calcul de la poussée des voûtes à la clef, comme nous l'indiquons plus loin.

D'un autre côté, il ne faut pas perdre de vue que si, en augmentant l'épaisseur à la clef, on diminue la pression relative dans le joint vertical correspondant, on l'augmente certainement dans le joint de rupture, et que les matériaux d'une voûte sont d'autant moins exposés à l'écrasement que l'épaisseur à la clef est moindre.

Il résulte, de ce qui précède, que cette épaisseur doit être réduite à ce qu'exige la stabilité d'une voûte.

VOUTES EN PLEIN-CINTRE

AVEC MATÉRIAUX TENDRES OU MOYENNEMENT RÉSISTANTS

1° *Sous-charges ordinaires.* — L'épaisseur à la clef des voûtes en plein-cintre, construites avec des matériaux tendres et moyennement résistants, est habituellement réglée par les formules pratiques ci-dessous :

(Dejardin)	$e = 0,30 + 0,10\ R$
(Roy)	$e = 0,30 + 0,07\ R$

La formule de Roy donne des épaisseurs sensiblement égales à celles qui résultent de la formule de Léveillé que nous trouverons plus loin.

(Perronet) $$e = 0{,}0347\, d + 0{,}325,$$

d étant la distance entre les piédroits ou le diamètre de l'arche.

Quand d est supérieur à 30 mètres, cette formule donne des épaisseurs trop fortes.

(Léveillé) $$e = \frac{1 + 0{,}10\, d}{3},$$

d étant le diamètre de l'arche. Cette formule, qui est applicable à toute espèce de voûtes, n'est autre que celle de Perronet mise sous une forme différente, ainsi qu'on peut le voir en effectuant la division par 3 de chacun des termes du numérateur.

(Croizette-Desnoyers) $$e = 0{,}15 + 0{,}15\sqrt{2R},$$

R étant le rayon de la voûte.

(Lesguillier) $$e = 0{,}10 + 0{,}20\sqrt{d}$$

d étant le diamètre de l'arche. (Cette formule s'applique à toute espèce de voûtes.)

La formule de Dejardin semble régler particulièrement les ouvrages construits avec des matériaux tendres, ou destinés aux voies ferrées, car elle fournit des épaisseurs plus fortes que toutes les autres ; malgré cela, nous l'emploierons exclusivement dans les exemples numériques que nous donnons au cours de cet ouvrage, afin que nos calculs aient tous le même point de départ ; cette manière d'agir est, en effet, sans importance pour des applications dont le principal but est d'initier le lecteur aux méthodes employées pour calculer les dimensions des voûtes ; les cinq dernières paraissent plus spécialement usitées pour les ponts maçonnés avec des matériaux de résistance moyenne et destinés aux voies de terre.

Enfin, si dans la formule de Dejardin on fait le terme constant m égal à $0^{m},15$, valeur admise par M. Croizette-Desnoyers, on obtient des résultats concordant bien encore avec la pratique, notamment en ce qui concerne les voûtes de petite ouverture.

Nous proposons donc d'ajouter la formule suivante à celles que nous venons de citer :

(Dejardin modifiée) $e = 0^{m},15 + 0,10\ R.$

Nous avons dressé le tableau ci-après des épaisseurs à la clef

OUVERTURES	VALEURS COMPARATIVES DES ÉPAISSEURS A LA CLEF CALCULÉES AU MOYEN DES FORMULES DE :					
	Dejardin	Perronet	Léveillé	Croizette-Desnoyers	Lesguillier	Dejardin modifiée
mètres	mètres	mètres	mètres	mètres	mètres	mètres
1,00	0,35	0,36	0,37	0,30	0,30	0,20
2,00	0,40	0,39	0,40	0,36	0,38	0,25
3,00	0,45	0,43	0,43	0,41	0,45	0,30
4,00	0,50	0,46	0,47	0,45	0,50	0,35
5,00	0,55	0,50	0,50	0,49	0,55	0,40
6,00	0,60	0,53	0,53	0,52	0,59	0,45
7,00	0,65	0,57	0,57	0,55	0,63	0,50
8,00	0,70	0,60	0,60	0,57	0,67	0,55
9,00	0,75	0,64	0,63	0,60	0,70	0,60
10,00	0,80	0,67	0,67	0,62	0,73	0,65
11,00	0,85	0,71	0,70	0,65	0,76	0,70
12,00	0,90	0,74	0,73	0,67	0,78	0,75
13,00	0,95	0,78	0,77	0,69	0,82	0,80
14,00	1,00	0,81	0,80	0,71	0,85	0,85
15,00	1,05	0,85	0,83	0,73	0,87	0,90
16,00	1,10	0,88	0,87	0,75	0,90	0,95
17,00	1,15	0,91	0,90	0,77	0,92	1,00
18,00	1,20	0,95	0,93	0,79	0,95	1,05
19,00	1,25	0,98	0,97	0,80	0,97	1,10
20,00	1,30	1,02	1,00	0,82	0,99	1,15

calculées au moyen des formules précédentes pour pouvoir les comparer entre elles et pour faire apprécier aussi les valeurs obtenues par la formule de Dejardin modifiée, comme nous venons de le dire.

Il est bon de remarquer que les formules empiriques reposent sur des bases différentes. Ainsi, tandis que Perronet, et, après lui, Roy, Dejardin et Léveillé, admettent que l'épaisseur à la clef doit augmenter à peu près comme la simple puissance de l'ouverture, MM. Croizette-Desnoyers et Lesguillier font varier l'accroissement

de cette épaisseur comme la racine carrée de ladite ouverture; par suite, ces diverses formules ne peuvent être complètement d'accord entre elles et il est prudent de vérifier par le calcul les épaisseurs obtenues empiriquement, afin de s'assurer que les maçonneries travaillent dans de bonnes conditions.

Nous indiquerons plus loin la marche à suivre pour régler le joint à la clef d'après les efforts auxquels les voûtes sont soumises; cette manière d'opérer fera voir que les ponts de faible ouverture peuvent avoir des épaisseurs à la clef très inférieures à celles résultant des formules usuelles et que ces épaisseurs se rapprochent des valeurs fournies par la formule modifiée de Dejardin.

En résumé, l'épaisseur des voûtes dépend, il faut bien le reconnaître, de circonstances particulières à chaque ouvrage; les constructeurs devront donc choisir avec soin la formule qui conviendra le mieux au cas dans lequel ils se trouveront.

Remarque. — Quand on emploie de la brique pour construire les voûtes, l'épaisseur calculée doit nécessairement être modifiée de telle façon que le joint à la clef se compose d'un nombre de briques entières se rapprochant le plus des résultats du calcul. Il en serait de même pour tous les cas où l'on devrait employer des matériaux de dimensions imposées par le commerce.

2° *Sous grandes surcharges.* — Les formules précédentes sont incomplètes, car elles ne contiennent pas de terme variable avec la surcharge de la voûte, élément dont on ne peut pas négliger l'influence. Ainsi, les passages inférieurs pour chemins de fer sont dans d'autres conditions que les ponts ordinaires destinés au passage des voitures. Le remblai qui pèse sur la voûte peut être très élevé; le poids des trains de marchandises est toujours considérable; d'un autre côté, s'il y a peu de hauteur entre la voie et l'extrados, on cherche, en général, à introduire entre ces deux niveaux un matelas de terrassements assez épais pour amortir pendant le passage des trains les ébranlements qui seraient nuisibles à la conservation des maçonneries.

On se sert en Allemagne et en Russie de la formule suivante où entre la hauteur de la surcharge en terre au-dessus de l'extrados de la voûte :

Soient :

e l'épaisseur à la clef ;

R le rayon d'intrados ;

s la hauteur de la surcharge en terre au-dessus de l'extrados à la clef :

(Formule russe) $$e = 0{,}43 + \frac{R}{10} + \frac{s}{50}.$$

Cette formule donne au terme constant m une valeur beaucoup plus grande que celle de Dejardin, qui ne lui attribue qu'une valeur de 0,30 ; si donc on reprend la formule de cet ingénieur, elle devient pour le cas de grandes surcharges :

(Dejardin) $$e = 0{,}30 + 0{,}10\ R + \frac{s}{50}$$

(Dejardin modifiée) $$e = 0{,}15 + 0{,}10\ R + \frac{s}{50}$$

Nous ferons, en outre, remarquer que le terme $\frac{s}{50}$ représente une épaisseur de $0^m{,}02$ par mètre de hauteur de surcharge en terre à ajouter à l'épaisseur à la clef calculée pour les charges ordinaires, et que les formules précédentes prennent la forme définitive ci-dessous :

(Dejardin) $e = 0{,}30 + 0{,}10\ R + 0{,}02 \times s$

(Dejardin modifiée) $e = 0{,}15 + 0{,}10\ R + 0{,}02 \times s$

Ce résultat est conforme à la pratique, et M. Edmond Roy, dans ses *Essais d'Architecture pratique de la construction des Ponts et Viaducs en maçonnerie*, le confirme dans le langage qui suit :

« Pour les voûtes établies sous grandes charges de remblai, et quelle que soit leur ouverture, on ajoutera à l'épaisseur à la clef donnée par la formule générale une épaisseur de $0^m{,}02$ par mètre de hauteur de remblai au-dessus de l'extrados. »

Cependant, beaucoup de constructeurs pensent qu'il est superflu d'augmenter l'épaisseur à la clef des voûtes qui n'ont pas à supporter plus de 5 mètres de hauteur de remblai, lorsque surtout on a calculé cette épaisseur par la formule de Dejardin qui donne de fortes dimensions.

Quant à nous, il nous paraît prudent de tenir compte de la sur-

charge en terre, dès qu'elle atteint 1 mètre de hauteur et de calculer, pour tous les cas, le travail par centimètre carré du joint à la clef pour voir si les matériaux ne sont pas soumis à une pression dépassant la limite de leur résistance pratique.

3° *Sous voies ferrées.* — M. Croizette-Desnoyers propose la formule suivante pour calculer les épaisseurs à la clef des ponts en plein-cintre construits sous les chemins de fer :

(Croizette-Desnoyers) $$e = 0{,}20 + 0{,}17\sqrt{2R}$$

pour tenir compte du poids des voies avec leur ballast et du passage des trains, R étant le rayon de la voûte.

VOUTES EN PLEIN-CINTRE

AVEC MATÉRIAUX DURS ET TRÈS RÉSISTANTS

1° *Sous charges ordinaires.* — On conçoit aisément que si l'on construit une voûte avec des matériaux durs et très résistants, on puisse lui donner une épaisseur à la clef moindre qu'avec l'emploi de matériaux tendres ou moyennement résistants, puisqu'elle pourra supporter des pressions plus fortes par unité de surface ; la formule suivante donnée par Dupuit :

(Dupuit) $$e = 0{,}20\sqrt{A}$$

A étant l'ouverture ou diamètre de l'arche,
paraît devoir satisfaire aux besoins de la pratique

Cette formule ne diffère de celle de Lesguillier que par la suppression de la constante 0,10.

2° *Sous grandes surcharges.* — La formule précédente devient, en lui appliquant le raisonnement donné plus haut :

$$e = 0{,}20\sqrt{A} + 0{,}02 \times s$$

Ici, en raison de la nature exceptionnelle des matériaux, on pèchera sans doute par excès ; mais les épaisseurs auxquelles conduit la formule de Dupuit sont tellement faibles comparativement à

celles que l'on obtient par la formule de Dejardin qu'il n'y a pas lieu de s'effrayer, outre mesure, de la valeur corrective du coefficient $0{,}02 \times s$.

VOUTES EN ARC DE CERCLE

AVEC MATÉRIAUX TENDRES OU MOYENNEMENT RÉSISTANTS

1° *Sous charges ordinaires.* — L'épaisseur à la clef des voûtes en arc de cercle se réglera, comme il suit, par les formules de Dejardin :

(Dejardin)
$$\begin{cases} \text{Surbaissement de } 1/3 : e = 0{,}30 + 0{,}07\ \text{R}; \\ \text{Angle au centre de } 60^\circ : e = 0{,}30 + 0{,}05\ \text{R}; \\ \text{d}^\circ \quad \text{de } 50^\circ : e = 0{,}30 + 0{,}035\,\text{R}; \end{cases}$$

R étant le rayon de la voûte;

On pourrait, il nous semble, réduire le terme constant à 0,15 pour les ponts sous routes, puis vérifier par le calcul si le travail à la clef des voûtes ainsi obtenues ne dépasse pas la résistance pratique des matériaux employés.

Roy préconise la formule suivante pour l'angle au centre de 40°.

(Roy) Angle au centre de 40° : $e = 0{,}30 + 0{,}02\ \text{R}$;

M. Croizette-Desnoyers propose d'employer la même formule que pour les pleins-cintres :

(Croizette-Desnoyers) $$e = 0{,}15 + 0{,}15\sqrt{2\text{R}}$$

lorsque l'ouverture et le surbaissement sont faibles.

Quand le surbaissement est plus notable et dépasse le 1/4 de l'ouverture et que celle-ci devient forte, cet ingénieur conseille de diminuer successivement le coefficient du radical de la manière suivante :

(Croizette-Desnoyers)
$$\begin{cases} \text{Surbaissement de } 1/6 : e = 0{,}15 + 0{,}14\sqrt{2\text{R}}; \\ \text{—} \qquad\quad 1/8 : e = 0{,}15 + 0{,}13\sqrt{2\text{R}}; \\ \text{—} \qquad\quad 1/10 : e = 0{,}15 + 0{,}12\sqrt{2\text{R}}; \\ \text{—} \qquad\quad 1/12 : e = 0{,}15 + 0{,}11\sqrt{2\text{R}}; \end{cases}$$

2° *Sous grandes surcharges.* — On ajoutera aux épaisseurs, données par les formules ci-dessus, une valeur égale à $0^{\text{m}},02 \times s$.

3° *Sous voies ferrées.* — M. Croizette-Desnoyers pense qu'il convient d'adopter les formules ci-après pour les épaisseurs à la clef des voûtes en arc de cercle sous chemins de fer :

(Croizette-Desnoyers)

Surbaissement de 1/4 : $e = 0{,}20 + 0{,}17\sqrt{2R}$
— 1/6 : $e = 0{,}20 + 0{,}16\sqrt{2R}$
— 1/8 : $e = 0{,}20 + 0{,}15\sqrt{2R}$
— 1/10 : $e = 0{,}20 + 0{,}14\sqrt{2R}$
— 1/12 : $e = 0{,}20 + 0.13\sqrt{2R}$

VOUTES ELLIPTIQUES OU EN ANSE DE PANIER

AVEC MATÉRIAUX TENDRES OU MOYENNEMENT RÉSISTANTS

1° *Sous charges ordinaires.* — On emploie souvent la formule ci-dessous de Dejardin pour les voûtes elliptiques ou en anse de panier surbaissées au 1/3 :

(Dejardin) $e = 0{,}30 + 0{,}07\ R$;

R étant le rayon de courbure au sommet; dans les ellipses, ce rayon est égal à $\frac{a^2}{b}$, en désignant par a le 1/2 grand axe et par b le 1/2 petit axe.

On pourrait, selon nous, substituer à cette formule, la suivante :

(Dejardin modifiée) $e = 0{,}15 + 0{,}07\ R$;

Pour les ellipses ou les anses de panier, dont le surbaissement est toujours très limité, et atteint rarement le 1/5, nous conseillons la formule générale suivante :

(Croizette-Desnoyers) $e = 0{,}15 + 0{,}15\sqrt{2R}$;

R étant, dans ce cas, non le rayon de courbure de l'ellipse à son sommet, mais le rayon de l'arc de cercle de même surbaissement. Roy admet la formule :

(Roy) $e = 0{,}30 + 0{,}05\ R$

dans laquelle R est donné conventionnellement par la relation $R = a + 1{,}366\ (a - f)$.

a, étant la demi-ouverture;

f, la flèche ou montée,

Le terme constant pourrait, à notre avis, être réduit à 0,20, à la condition, toutefois, de vérifier par le calcul le travail à la clef ; dans ce cas, la formule précédente deviendrait :

(Roy modifiée) $e = 0{,}20 + 0{,}05\ \mathrm{R}.$

Ce mode de calcul du rayon de courbure au sommet ramène toutes les voûtes elliptiques au cas d'une voûte en anse de panier de même surbaissement que l'ellipse considérée ayant trois centres seulement et des arcs d'amplitudes égales à 60°.

2° *Sous grandes surcharges.* — Ajouter $0{,}02 \times s$ aux épaisseurs données par les formules précédentes.

3° *Sous voies ferrées.* — M. Croizette-Desnoyers donne la formule suivante pour calculer les épaisseurs à la clef des voûtes elliptiques et en anse de panier sous voies ferrées :

(Croizette-Desnoyers) $e = 0{,}20 + 0{,}17\ \sqrt{2\mathrm{R}},$

étant toujours bien entendu que, pour chaque ellipse, la valeur à donner à R est celle du rayon de l'axe de cercle de même surbaissement.

Observation. — Si dans deux voûtes identiques en arc de cercle et en ellipse, on désigne par :

a la demi-ouverture,
b la flèche ou montée,
R le rayon de l'arc de cercle ;

et par

a le demi-grand axe,
b le demi-petit axe,
R′ le rayon de courbure au sommet de l'ellipse ;

on aura les relations ci-après :

Arc de cercle :

$$\mathrm{R} = \frac{a^2 + b^2}{2b} = \frac{a^2}{2b} + \frac{b^2}{2b};$$

Ellipse :

$$\mathrm{R}' = \frac{a^2}{b} = \frac{2a^2}{2b} = \frac{a^2}{2b} + \frac{a^2}{2b}$$

En comparant entre elles les deux dernières expressions de R et R′, on voit qu'elles contiennent un terme commun $\frac{a^2}{2b}$, que le second terme $\frac{b^2}{2b}$ de la valeur de R est plus petit que le deuxième $\frac{a^2}{2b}$ de la valeur de R′ et que la différence entre les deux rayons R′ et R sera toujours égale à :

$$R' - R = \frac{a^2 - b^2}{2b}$$

Le rayon de l'arc de cercle est donc plus petit que le rayon de courbure au sommet de l'ellipse pour des voûtes de même ouverture et de même surbaissement; voilà pourquoi M. Croizette-Desnoyers insiste tant sur la nature du rayon R qui entre dans ses formules.

VOUTES EN ARC DE CERCLE, ELLIPTIQUES OU EN ANSE DE PANIER AVEC MATÉRIAUX DURS ET TRÈS RÉSISTANTS

1° *Sous charges ordinaires.* — Dupuit revient pour les ellipses et les anses de panier à la même formule que pour les pleins-cintres :

(Dupuit) $$e = 0{,}20\sqrt{A}$$

puis il propose de régler l'épaisseur à la clef des voûtes en arc de cercle par la formule ci-dessous :

(Dupuit) $$e = 0{,}15\sqrt{A}$$

Plusieurs ingénieurs contestent la valeur des formules précédentes, par la raison qu'elles ne font aucune distinction entre les divers surbaissements des voûtes.

2° *Sous grandes surcharges.* — Les épaisseurs trouvées par la méthode ci-dessus seraient, comme les autres, augmentées de $0{,}02 \times s$.

Observation. — Dupuit fait remarquer que pour les voûtes surbaissées, les constructeurs ont, en général, donné des épaisseurs

moindres que pour les pleins-cintres, et que c'est là un fait de pratique qui n'est pas en contradiction avec la théorie de la stabilité des voûtes.

Mais Croizette-Desnoyers considère cette opinion comme inadmissible, parce que les poussées augmentant avec le surbaissement dans de fortes proportions, il n'est pas rationnel de donner aux voûtes en arc de cercle des épaisseurs plus faibles qu'aux pleins-cintres.

Tout cela prouve qu'il convient de vérifier par le calcul le travail des voûtes à la clef pour éviter des mécomptes.

Résumé. — De ce qui précède, il ressort que les formules de Croizette-Desnoyers se recommandent aux praticiens par la raison qu'elles tiennent compte, dans une juste mesure, des divers surbaissements des voûtes pour la détermination des épaisseurs à la clef.

VOUTES DE TOUTE ESPÈCE

CONSTRUITES AVEC DES MATÉRIAUX MOYENNEMENT RÉSISTANTS

Formule générale.

Dans ces derniers temps, plusieurs Ingénieurs français ont proposé la formule générale suivante pour calculer les épaisseurs à la clef des voûtes de toute espèce, construites avec des matériaux moyennement résistants, c'est-à-dire ceux qui sont le plus communément employés dans les travaux publics :

$$e = 0{,}12 + 0{,}03\ \mathrm{D} + \frac{\sqrt{h}}{10}$$

dans laquelle :

D est le diamètre ou l'ouverture de l'arche;
h la hauteur des terres au-dessus de l'extrados à la clef, y compris les surcharges ramenées à une hauteur additionnelle de remblai.

Cette formule règle l'épaisseur du joint à la clef, en tenant compte seulement des charges réelles qu'il doit supporter, ce qui

est rationnel ; de plus, son application fait voir que les formules empiriques usuelles ne renfermant pas de terme variable avec la surcharge des voûtes, ont été, de ce fait, calculées pour une surcharge moyenne en terre de 5 mètres environ de hauteur, afin de rester applicables jusque dans les cas les moins ordinaires de la pratique ; il résulte de cette hypothèse que tous les ouvrages soumis à une surcharge moindre ont des épaisseurs trop fortes.

En raison des avantages qui lui sont propres, la formule générale précitée nous paraît devoir fixer l'attention des constructeurs.

Nous donnons dans le tableau ci-dessous, les épaisseurs à la clef

OUVERTURES	DUPUIT	FORMULE GÉNÉRALE		OUVERTURES	DUPUIT	FORMULE GÉNÉRALE	
		$h = 1^m00$	$h = 5^m00$			$h = 1^m00$	$h = 5^m00$
mètres				mètres			
1,00	0,20	0,25	0,37	11,00	0,66	0,55	0,67
2,00	0,28	0,28	0,40	12,00	0,69	0,58	0,70
3,00	0,35	0,31	0,43	13,00	0,72	0,61	0,73
4,00	0,40	0,34	0,46	14,00	0,75	0,64	0,76
5,00	0,45	0,37	0,49	15,00	0,77	0,67	0,79
6,00	0,49	0,40	0,52	16,00	0,80	0,70	0,82
7,00	0,52	0,43	0,55	17,00	0,82	0,73	0,85
8,00	0,57	0,46	0,58	18,00	0,85	0,76	0,88
9,00	0,60	0,49	0,61	19,00	0,87	0,79	0,91
10,00	0,63	0,52	0,64	20,00	0,89	0,82	0,94

des voûtes en plein-cintre calculées au moyen de la formule générale et de celle de Dupuit, afin de pouvoir en faire la comparaison.

Ce tableau fait voir que si le remblai atteint 5 mètres au-dessus de l'extrados, il suffit d'ajouter $0^m,12$ à l'épaisseur à la clef calculée par la formule générale pour 1 mètre de hauteur de terres.

CULÉES OU PIÉDROITS

Pour déterminer l'épaisseur des culées ou piédroits, en procède, d'ordinaire, par tâtonnement, c'est-à-dire qu'après avoir essayé une première valeur et cherché le coefficient de stabilité qui en résulte, on augmente ou l'on diminue graduellement les massifs

jusqu'à ce que l'on obtienne des points d'appui capables de résister sans excès à la poussée des voûtes.

C'est pour faciliter les tâtonnements de ce genre que les Ingénieurs ont donné les formules empiriques indiquées plus loin.

Cette manière d'opérer fait voir que l'on est généralement amené à construire les culées avec des retraites successives du côté des terres pour envelopper, d'une façon convenable, la courbe des pressions, comme nous le verrons plus tard.

Cependant, quand les piédroits n'ont pas une grande hauteur, on leur donne comme épaisseur uniforme celle qui résulte des formules empiriques ; on n'augmente pas ainsi de beaucoup la dépense en maçonnerie et, d'un autre côté, l'on évite les sujétions inhérentes à la disposition par retraites du parement extérieur des culées.

1° *Sous charges ordinaires.* — M. Léveillé a donné les formules suivantes pour calculer l'épaisseur des piédroits ou culées des voûtes sous charges ordinaires, c'est-à-dire comprenant : 1° le matelas de terre intercalé entre la chape et la chaussée ; 2° l'empierrement ou le pavage qui surmonte le remblai ; cette surcharge totale a été limitée par cet Ingénieur à $0^m,60$:

(Léveillé)

Plein cintre : $$E = \left(0,60 + 0,162\,d\right)\sqrt{\frac{h + \frac{0,25\,d}{H}}{}} \times \frac{0,865\,d}{0,25\,d + e};$$

Arc de cercle : $$E = \left(0,33 + 0,212\,d\right)\sqrt{\frac{h}{H} \times \frac{d}{f + e}};$$

Ellipses et Anses de panier :

$$E = \left(0,43 + 0,154\,d\right)\sqrt{\frac{h + 0,54\,b}{H} \times \frac{0,84\,d}{0,465\,b + e}};$$

dans lesquelles :

E représente l'épaisseur des culées ;

d, l'ouverture de la voûte ;

h, la hauteur des culées ou distances verticales entre les naissances et le dessus des fondations ;

e, l'épaisseur à la clef ;

f, la flèche ou montée ;

b, pour les voûtes en anse de panier, aura la même valeur que

dans une voûte elliptique où l'on a pris $d = 2a$ pour grand axe et $b = f$ pour demi petit axe ;

H, la distance verticale entre le dessus des fondations et le dessus de la chaussée.

Habituellement on a $H = h + f + e + 0{,}60$, le terme 0,60 représentant, avons-nous vu, le remblai, le pavage ou l'empierrement qui, d'ordinaire, recouvrent la voûte et dont le poids, après tassement, peut être considéré comme sensiblement égal à celui de la maçonnerie.

Lorsqu'on emploiera les formules de Léveillé, il faudra bien se garder d'introduire dans la valeur de H une surcharge supérieure à celle de $0^m,60$ pour laquelle elles ont été spécialement calculées; autrement, la quantité sous le radical dans laquelle entre H deviendrait plus petite et l'épaisseur des culées irait en diminuant au fur et à mesure que cette surcharge augmenterait, ce qui serait contraire aux lois de la statique et de l'équilibre des voûtes.

Néanmoins, tout en conservant à H sa valeur habituelle, les formules de Léveillé donnent des épaisseurs acceptables jusqu'à 5 mètres de hauteur de remblai au-dessus de l'extrados des ponts.

M. Lesguillier, ingénieur en chef des ponts et chaussées, a proposé les formules suivantes qui ne contiennent pas de terme que l'on puisse faire varier, par inattention, avec la hauteur de la surcharge; elles ont donc un caractère de généralité que ne comportent pas celles de Léveillé :

(Lesguillier)

Plein cintre : $E = \sqrt{D}\left(0{,}60 + 0{,}04\,H\right)$;

Arc de cercle :

$$E = \sqrt{D}\left[0{,}60 + 0{,}10\left(\frac{D}{f} - 2\right) + 0{,}04\,H\right];$$

Ellipses ou Anses de panier :

$$E = \sqrt{D}\left[0{,}60 + 0{,}05\left(\frac{D}{f} - 2\right) + 0{,}04\,H\right];$$

où D est l'ouverture de la voûte;

f, la flèche ou montée ;

H, la hauteur du piédroit.

Enfin M. Edmond Roy, qui a construit un grand nombre d'ouvrages sous la direction de MM. Baudemoulin et Croizette-Des-

noyers, a déduit de l'ensemble de ses travaux la formule suivante, applicable à toute espèce de voûtes de ponts, tant que les remblais ne dépassent pas les limites ordinaires de la pratique :

$$\text{(Roy)} \quad E = 0{,}20 + 0{,}30\left(R + 2e\right)$$

dans laquelle :

R est le rayon de la voûte pour les ponts en plein-cintre et en arc de cercle; pour les anses de panier et pour les ellipses, le rayon R est celui qui a servi à calculer l'épaisseur à la clef;

e, l'épaisseur à la clef.

Nous citerons, en terminant, la formule suivante, qui donne toujours des dimensions acceptables, et même un peu fortes pour les voûtes en plein-cintre d'ouvertures moyennes :

$$\text{(Durand-Claye)} \quad E = \left(0{,}80 + 0{,}10\,H\right)\left(0{,}50 + 0{,}20\,D\right)$$

où H est la hauteur de la culée depuis la fondation jusqu'à la naissance, et D l'ouverture de la voûte.

Cette formule devient applicable aux voûtes surbaissées, quand on augmente de 1/5 les épaisseurs qu'elle fournit.

2° *Sous grandes surcharges.* — Les formules de MM. Léveillé, Lesguillier, Roy et Durand-Claye ne tiennent aucun compte des surcharges exceptionnelles qui peuvent agir sur les ouvrages; cependant, lorsqu'une voûte doit supporter de grandes surcharges, telles que le poids de forts remblais, de lourds trains de marchandises, on conçoit que l'épaisseur des culées doive être augmentée pour résister aux efforts transmis par ces surcharges.

Dans ce cas, on calcule l'épaisseur des culées au moyen de la formule en usage en Allemagne et en Russie où entre directement la surcharge, réduite en terre, au-dessus de l'extrados :

$$\text{(Formule russe)} \quad E = 0{,}305 + \frac{d}{8}\left(\frac{3d - f}{d + f}\right) + \frac{h}{6} + \frac{s}{12};$$

où d est l'ouverture de la voûte;

f, la flèche ou montée égale à $\frac{d}{2}$ dans les voûtes en plein-cintre;

h, la hauteur des culées ou distance verticale entre les naissances et le dessus des fondations ;

s, la hauteur de la surcharge en terre au-dessus de l'extrados à la clef ;

E, l'épaisseur de la culée ou piédroit.

Cette formule est applicable aux pleins-cintres et aux voûtes elliptiques, en arc de cercle et en anse de panier.

Lorsque la voûte est en plein-cintre :

$$E = 0{,}305 + \frac{5}{24}\,d + \frac{1}{6}\,h + \frac{1}{12}\,s.$$

Observation. — Il n'est pas sans intérêt de faire observer que les formules de Léveillé ne satisfont complètement aux prévisions de leur auteur qu'à la condition de comprendre les épaisseurs à la clef données par lui.

Cependant, il n'est pas rare de voir les constructeurs calculer le joint à la clef d'après une méthode quelconque, puis introduire la valeur de ce joint dans les formules de cet ingénieur ; mais en comparant entre eux les résultats obtenus, on trouve que cette manière de faire est généralement acceptable ; en effet, elle n'a guère d'influence sensible sur le calcul que quand on emploie les grandes épaisseurs à la clef fournies par la formule de Dejardin ; dans ce cas, l'épaisseur des culées devient moindre qu'en adoptant les données de Léveillé.

Quand, au contraire, on introduit dans la formule de Roy la valeur du joint à la clef calculée par la formule de Dejardin, on obtient des culées plus fortes qu'en se servant des épaisseurs à la clef de Léveillé.

Ici encore, les formules de Lesguillier révèlent leur caractère de généralité puisqu'elles ne font pas entrer l'épaisseur à la clef dans le calcul des culées.

Tout cela prouve, en résumé, qu'il convient de vérifier les résultats empiriques par le tracé de la courbe des pressions, afin d'être bien certain de la stabilité des ouvrages.

REINS DES VOUTES

Le raisonnement indique que l'épaisseur au joint de rupture doit être plus grande que l'épaisseur à la clef; mais le rapport à adopter entre ces deux valeurs varie avec la forme et le surbaissement de la voûte et avec la position du joint de rupture qui est elle-même variable dans les ponts en plein-cintre, en ellipse et en anse de panier; par suite, les règles que l'on pourrait tirer de l'ensemble de ces circonstances pour fixer la longueur du joint de rupture seraient très compliquées.

Il a paru préférable et plus simple aux ingénieurs de chercher les proportions qu'il convenait de garder entre les reins et la clef, pour une hauteur déterminée des reins de la voûte.

M. Croizette-Desnoyers, entre autres, a étudié de nombreuses courbes de pression pour résoudre pratiquement cette question intéressante et il a déduit de ses recherches la règle suivante :

L'épaisseur aux reins des voûtes, c'est-à-dire au joint qui correspond au milieu de la montée pour les pleins-cintres, les ellipses et les anses de panier, doit être égale à l'épaisseur à la clef multipliée par un coefficient qui est de :

(Croizette-Desnoyers)

- 2 pour les pleins-cintres;
- 1,80 pour les ellipses ou anses de panier surbaissées au 1/3;
- 1,60 id. id. id. 1/4;
- 1,40 id. id. id. 1/5.

Pour les *arcs de cercle*, le joint dont la longueur doit être fixée par rapport à celle de la clef est le joint normal à l'intrados aux naissances. Cette longueur est égale à l'épaisseur à la clef multipliée par les coefficients ci-après :

(Croizette-Desnoyers)

- 1,80 pour le surbaissement de 1/4;
- 1,40 id. 1/6;
- 1,25 id. 1/8;
- 1,15 id. 1/10;
- 1,10 id. 1/12;

et d'une manière analogue pour les surbaissements intermédiaires; ces coefficients sont également applicables aux voûtes des ponts sous chemins de fer.

Remarque. — Quand on construit des ponts avec de la brique, on modifie si l'on veut l'épaisseur calculée des piédroits de façon à obtenir une section de maçonnerie contenant un nombre exact de briques entières, joints compris, mais on conserve toujours pour les reins, les dimensions résultant du calcul en faisant recouper les briques à cet effet, pour ne pas charger inutilement le joint de rupture.

ENTRE LES REINS ET LA CLEF

Les épaisseurs entre les reins et la clef sont déterminées par la courbe d'extrados, qui est ordinairement un arc de même nature que la courbe d'intrados et passant par l'extrémité des joints déterminés ci-dessus ; nous allons indiquer les procédés le plus habituellement employés pour tracer la courbe d'extrados des voûtes, y compris un cas particulier aux voûtes elliptiques.

EXTRADOS DES VOUTES

Voûtes en plein -cintre. — Soit ACB le plein-cintre, AB le plan des naissances et AE la hauteur des piédroits. Les formules connues donnent l'épaisseur CD à la clef et l'épaisseur EF des culées, savoir :

(Dejardin) $e = 0{,}30 + 0{,}10\ \mathrm{R}$

(Léveillé) $$\mathrm{E} = \left(0{,}60 + 0{,}162\ d\right)\sqrt{\frac{h + 0{,}25\ d}{\mathrm{H}} \times \frac{0{,}865\ d}{0{,}25\ d + e}};$$

en faisant $\mathrm{R} = 8$ mètres on obtient les dimensions de la voûte (fig. 39).

Par le centre O de l'intrados, menons les droites OH et OH′ faisant avec l'horizontale AB un angle de 30°, ce qui consiste à mener par le point I, milieu de OC, l'horizontale GG′ qui rencontre en G et G′ l'intrados de la voûte, et à tracer les lignes OH et OH′ passant par les points G et G′ ; à partir de ces points, prenons GH = G′H′ = CD × 2 ; joignons les points H et D par la droite HD et élevons sur le milieu de cette droite la perpendiculaire NO′ : le point O′ où

cette perpendiculaire coupe la verticale DL est le centre de la courbe d'extrados passant par les points H, D et H′. Par les points H et H′ menons des tangentes à cette courbe jusqu'à la rencontre des ver-

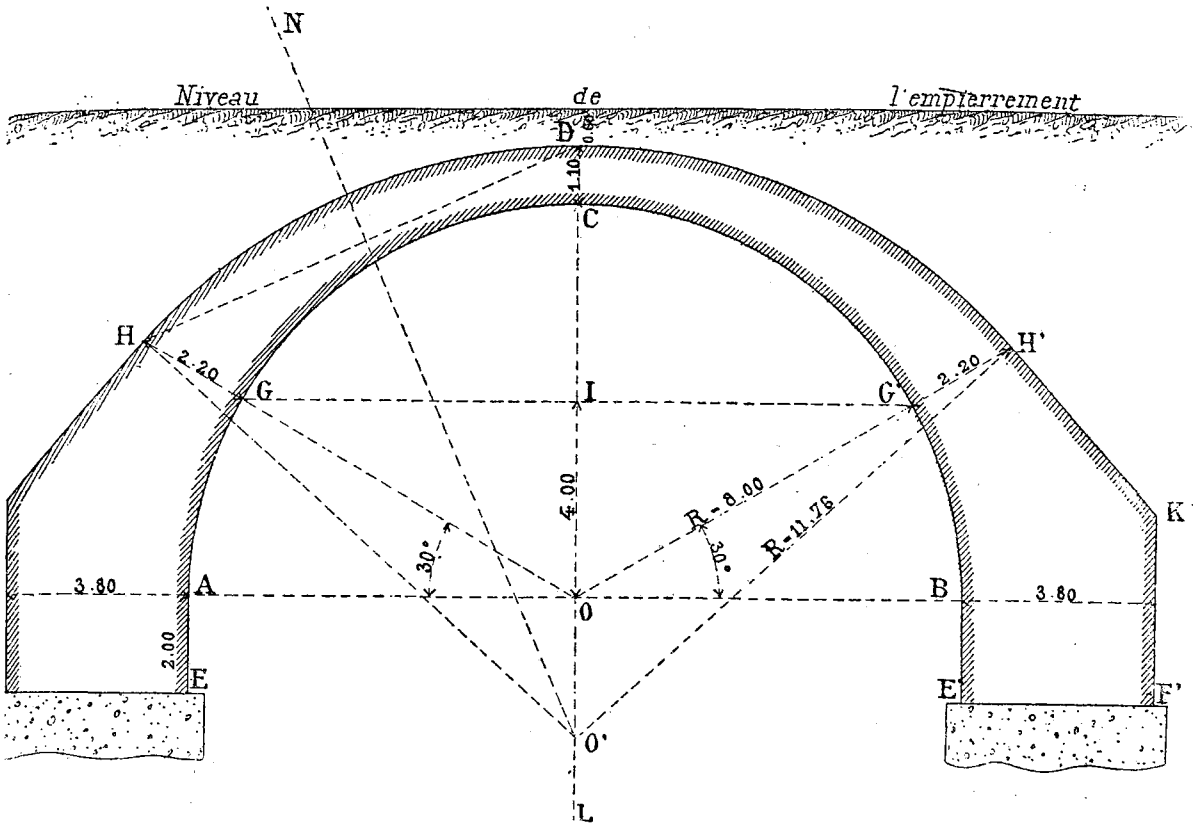


Fig. 39.

ticales FK, F′K′ qui représentent les faces postérieures des culées. La ligne KHDH′K′ sera l'extrados.

Il résulte de cette construction, en appelant :

e, l'épaisseur à la clef ;
R, le rayon d'intrados ;
R′, le rayon d'extrados ;

que la surface

$$\text{HGDC} = \frac{1}{2}\left(1{,}317\ e\,\text{R} + 0{,}806\ e^2\right);$$

que

$$\text{R}' = \text{R} + 3e + \frac{3e^2}{\text{R}};$$

et que l'arc d'extrados a pour expression de son développement :

$$\text{Arc HD} = \frac{\pi R}{6} + \frac{\text{Surf. HGDG}}{R},$$

formules qui simplifient le métré des voûtes.

La solution que nous venons d'indiquer conduit à donner aux voûtes une épaisseur croissante de la clef aux naissances et au piédroit une épaisseur constante. Tous les constructeurs ne sont pas d'accord à ce sujet : les uns veulent que la voûte reçoive partout la même épaisseur, comme l'archivolte d'une arcade ; d'autres font varier l'épaisseur du piédroit aux diverses assises en donnant à la maçonnerie des retraites successives de la base au sommet ; d'autres enfin remplacent ces retraites par un fruit intérieur de la ligne FK. Il est difficile de décider à priori quelle est la meilleure de toutes ces solutions ; le tracé de la courbe des pressions peut, seul, guider en la matière, ainsi que nous l'avons déjà dit.

Mode de remplissage entre la couronne de la voûte et la chape. — De nos jours, la plupart des ingénieurs, et tout particulièrement M. l'ingénieur en chef Decomble, qui a construit le magnifique viaduc de Chaumont et beaucoup d'autres ouvrages importants, pensent qu'à moins de stipulations formelles et contraires résultant de circonstances exceptionnelles, telles que la grande résistance des mortiers, toutes les voûtes doivent être construites avec des matériaux appareillés en prolongement du bévot de la douelle entre la couronne et la chape, c'est-à-dire normalement à l'intrados (fig. 40).

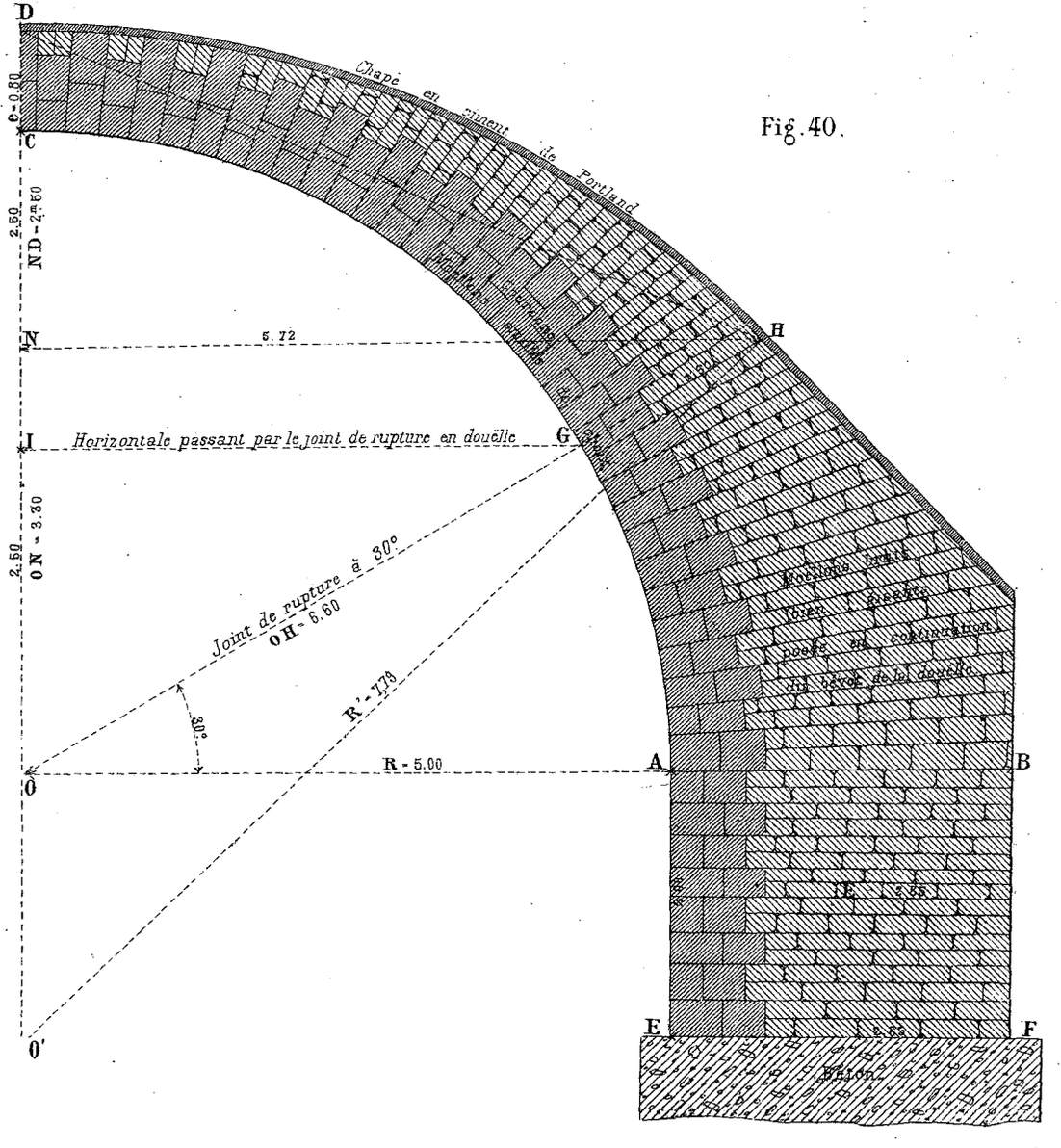
Le tracé de la courbe des pressions fait voir, en effet, que ce mode de remplissage est le plus rationnel.

Nous ferons également observer que dans les voûtes en plein-cintre faites avec de la brique et maçonnées par rouleaux successifs, les joints, en se recoupant, doivent rester normaux à l'intrados.

Voûtes en arc de cercle. — Prenons comme exemple une voûte en arc de cercle de 9 mètres, d'ouverture surbaissée au 1/6 (fig. 41).

EXTRADOS — VOUTES EN PLEIN CINTRE

Fig. 40.



$d = 2R = 5.00 \times 2{,}00 = 10^m00$

$h = AE = 2^m00$

$H = h + R + e + 0.60 = 2.00 + 5.00 + 0.80 + 0.60 = 8^m40$

$CD = 0.30 + 0.10R = 0^m80$

$GH = CD \times 2 = 0^m80 \times 2 = 1^m60$

$0H = R + GH = 5^m + 1.60 = 6^m60$

$0N = \text{Sin } 30° = \frac{1}{2}\, 0H = 3^m30$

$HN = 0H \times \text{Cos } 30° = 6^m60 \times 0^m866025 = 5^m72$

$ND = 0D - 0N = 5.80 - 3.30 = 2^m50$

$$R' = \frac{\overline{HN}^2 + \overline{ND}^2}{2 \times ND} = \frac{\overline{5.72}^2 + \overline{2.50}^2}{2 \times 2.50} = 7^m79$$

$$E = (0.60 + 0.162\, d)\sqrt{\frac{h + 0.25\, d}{H}} \times \frac{0.865\, d}{0.25\, d + e} = 2^m65$$

Paris, J. BAUDRY, Editeur.

Imp. Monrocq. Paris.

Le rayon R de l'arc se déduit de l'ouverture et de la flèche ; appelons :

d, la 1/2 ouverture AD ;

f, la flèche CD.

Après avoir tracé la droite AB égale à l'ouverture totale du pont, on élève sur son milieu la perpendiculaire CD égale à $\frac{AB}{6}$ surbaissement de l'arc de cercle ; on joint le point A au point C et sur le milieu de AC on abaisse la perpendiculaire ON ; le point O, où cette perpendiculaire coupe la ligne CD prolongée, est le centre de la circonférence à laquelle appartient l'arc de cercle cherché.

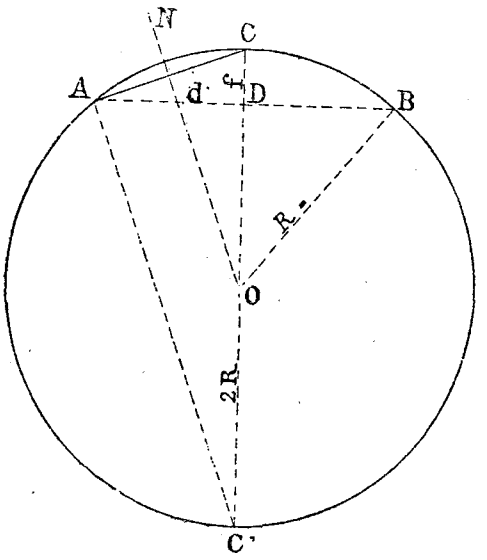


Fig. 41.

Si maintenant on décrit la circonférence entière passant par les trois points A, C et B et que l'on mène la droite AC′, on aura dans les triangles rectangles CAC′ et CDA la relation suivante :

$$\frac{CD}{AD} = \frac{AD}{C'D} \text{ ou } \frac{f}{d} = \frac{d}{C'D} ;$$

mais $C'D = 2R - f$, d'où :

$$\frac{f}{d} = \frac{d}{2R - f} \text{ et } d^2 = \Big(2R - f\Big) \times f \text{ ou } d^2 = 2Rf - f^2$$

Faisons passer f^2 dans le 1er membre de cette équation, elle devient :

$$d^2 + f^2 = 2Rf$$

d'où l'on tire :

$$R = \frac{d^2 + f^2}{2f} = \frac{\overline{4{,}50}^2 + \overline{1{,}50}^2}{2 \times 1{,}50} = 7^m{,}50.$$

Le rayon R étant trouvé, on calcule l'épaisseur à la clef CC′ par la formule suivante de Dejardin (fig. 42) :

$$e = 0{,}30 + 0{,}05\ R = 0{,}30 + 0{,}05 \times 7{,}50 = 0^m{,}68.$$

A partir des points A et B et sur les rayons OA et OB prolongés, on prend des longueurs de joint AA′ et BB′ respectivement égales à :

(Surbaissement de 1/6) : 0,68 × 1,40 = 0,952, soit 1 mètre en nombre rond ;

puis l'on fait passer une circonférence par les points A′C′B′ et le point O′ est le centre de l'extrados. Par les points A′ et B′ on mène des tangentes à cette courbe jusqu'à la rencontre des verticales FK et F′K′, qui représentent les faces postérieures des culées, dont l'épaisseur est égale à :

$$\text{(Léveillé)} \quad E = \left(0{,}33 + 0{,}212d\right)\sqrt{\frac{h}{\text{II}} \times \frac{d}{f+e}} ;$$

remplaçons les lettres par leurs valeurs, il vient :

$$E = \left(0{,}33 + 0{,}212 \times 9\right)\sqrt{\frac{2}{4{,}78} \times \frac{9}{1{,}50 + 0{,}68}} = 2{,}94 ;$$

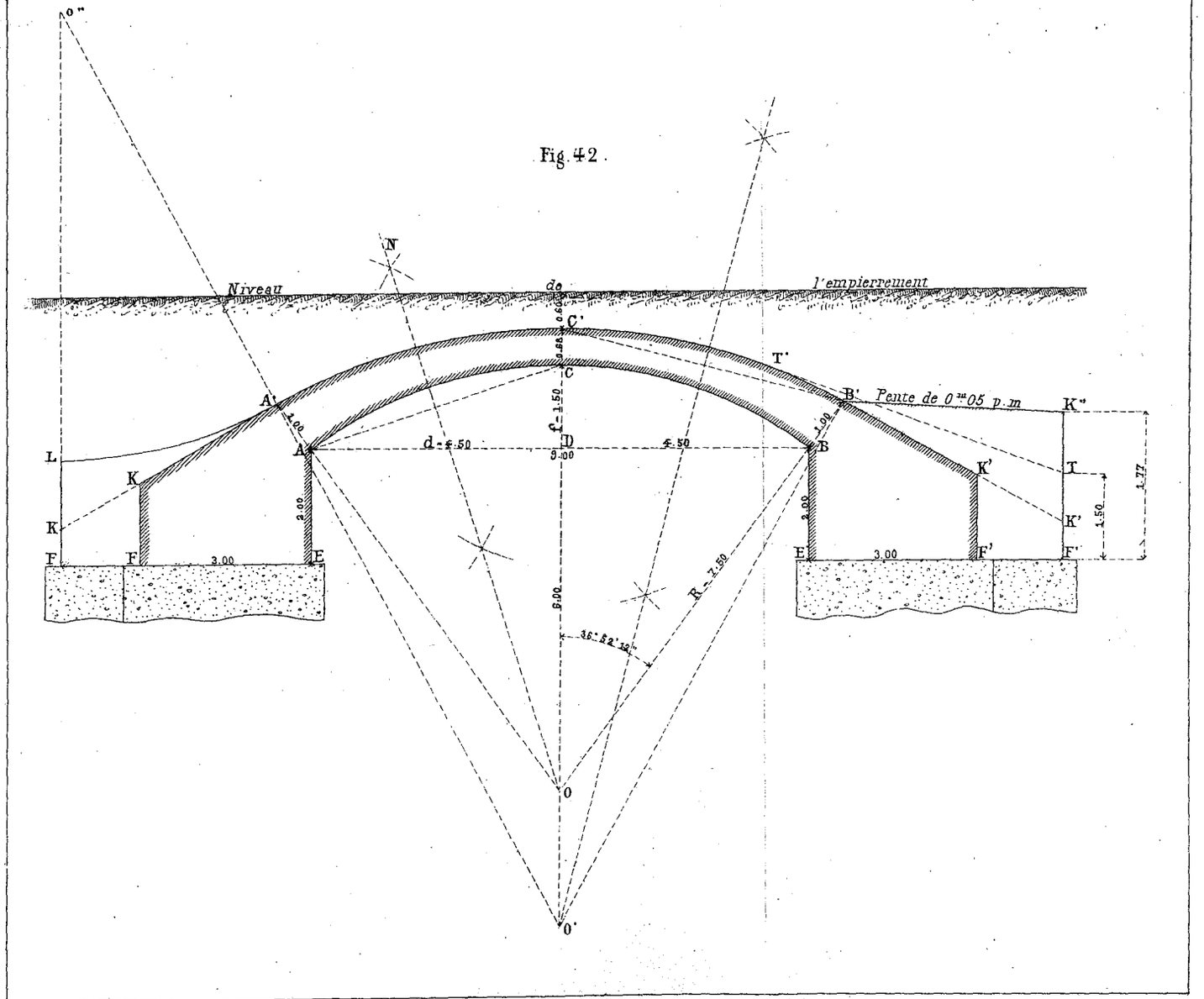
soit 3 mètres en nombre rond,
et l'on obtient la ligne d'extrados KA′C′B′K′.

Mais, quand le tracé de la courbe d'extrados présente, comme l'indique le profil sans hachures K′F′ (fig. 42), l'inconvénient de terminer en coin la face portérieure des culées, ce qui pourrait faciliter leur pénétration dans les terres sous l'action de la poussée horizontale de la voûte, et, par suite, amener la destruction de l'ouvrage, on est obligé, pour assurer la stabilité de la construction, de relever le point K′ de façon à augmenter la face verticale de la culée formant butée contre les terres.

On arrive à ce résultat au moyen de différentes combinaisons dont voici les plus usitées :

1° Par le point B′, sommet du joint aux naissances, on mène une ligne B′K″ présentant une inclinaison qui varie de $0^{m},02$ à $0^{m},10$ par mètre, jusqu'à sa rencontre en K″ avec la ligne F′K′ prolongée ; la ligne C′B′K″ limite, en ce cas, l'extrados. Ce procédé donne à la culée un excès de maçonnerie ; mais il en augmente considérablement la stabilité ; c'est pourquoi nous le recommandons lorsqu'on est obligé de recourir à l'emploi de voûtes très surbaissées ;

Fig. 42.



Paris, J. BAUDRY, Editeur.

Imp. Monrocq. Paris.

2° Ou bien, l'on donne au parement postérieur une hauteur F'T pratiquement suffisante pour former butée contre les terres, soit 1 mètre ou $1^m,50$, et, par le point T, on mène une tangente TT' à la courbe d'extrados ; on obtient ainsi la ligne d'extrados C'T'T de la demi-voûte. Cette combinaison fournit un contour d'extrados très fréquemment employé ; cependant elle a l'inconvénient d'augmenter l'épaisseur de la voûte au joint des naissances, joint que les praticiens cherchent à décharger le plus possible ;

3° Enfin, on prolonge le rayon d'extrados O'A', par exemple, jusqu'à sa rencontre en O'' avec le parement extérieur de la culée prolongée, et, de ce point O'', avec O''A' comme rayon, on décrit un arc de cercle qui coupe au point L la ligne FK prolongée. La ligne C'A'L est l'extrados cherché.

Ce procédé présente l'avantage de ne pas augmenter inutilement l'épaisseur du joint aux naissances et de donner à l'extrados une forme très gracieuse. A tous points de vue, il nous paraît devoir fixer l'attention des constructeurs.

Observation. — En consultant les catalogues bien connus des ponts construits jusqu'à ce jour, on trouve des arcs d'intrados de toutes les amplitudes ; il ne peut, en effet, y avoir aucune règle sur la proportion à établir entre la flèche et l'ouverture de cette espèce de voûtes. Cependant, il nous a semblé que les voûtes dont l'arc d'intrados a 60° d'amplitude satisfaisaient le mieux aux besoins les plus ordinaires de la pratique. Entre les amplitudes variant de 50 à 70° qui correspondent à des voûtes en arc de cercle construites de nos jours, la proportion moyenne de 60° est très satisfaisante sous le rapport du coup d'œil, à moins que l'ouverture ne soit extrêmement considérable ; et peut-être alors, un autre motif, plus sérieux que celui de l'élégance du profil, devrait-il conseiller de ne point trop réduire l'amplitude de l'intrados.

L'usage des arcs de 60° pourrait donc devenir à peu près général ; il comporte, d'ailleurs, de grandes simplifications dans tous les calculs des divers éléments de la voûte, ainsi :

le rayon R est égal à l'ouverture A B,

et la flèche a pour valeur :

$$f = R\left(1 - \frac{\sqrt{3}}{2}\right) = R \times 0{,}134.$$

On trouve dans de nombreux ouvrages des calculs tout faits pour simplifier la détermination des éléments nécessaires aux projets de ponts en arc de cercle.

Voutes elliptiques. — *Tracé pratique de l'ellipse.* — La première chose à connaître, avant de s'occuper du tracé d'un extrados elliptique, c'est la manière de décrire l'ellipse d'une façon simple et pratique au moyen des éléments généralement donnés,

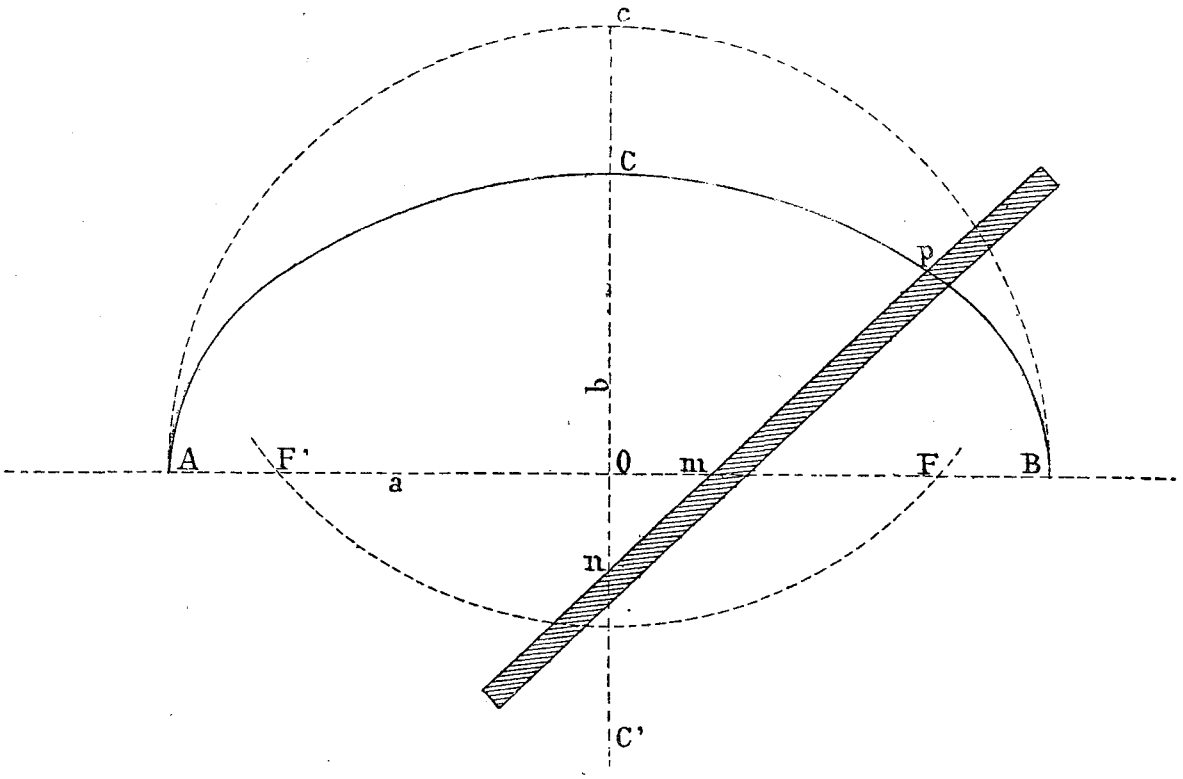


Fig. 43.

savoir : 1° l'ouverture ou grand axe de la voûte ; 2° la flèche ou montée, c'est-à-dire le 1/2 petit axe.

Voici le procédé qui nous paraît le plus habituellement employé (fig. 43) :

On marque sur une règle ou sur une bande de papier bien droite la différence *nm* des deux demi-axes AO, OC en y portant d'abord la moitié *np* du grand axe et ensuite la moitié *mp* du petit axe ; puis on fait mouvoir la règle ou la bande de papier de manière que les points *m* et *n* soient constamment, le point *m* sur le grand axe et l'autre *n* sur le petit. A chaque mouvement que fera la règle, le point *p* donnera un nouveau point de la courbe.

Généralement, on s'arrange de façon à obtenir des points équidistants ou à peu près sur l'ellipse, car cette précaution a pour effet d'en rendre le tracé plus correct et exempt de jarrets. Ce tracé de l'ellipse est appelé : *Tracé par la différence des axes* et il est le plus simple.

Puis on détermine les foyers F, F′ de l'ellipse en décrivant du point C, comme centre, un arc de cercle avec un rayon égal à OA demi-grand axe.

Rayon de courbure. — *Définition.* — Soit AB une courbe plane ; considérons un arc MN très petit de cette courbe et prenons sur cet arc 3 points M. P. N. par lesquels nous faisons passer une circonférence qui se confondra sensiblement avec la portion de courbe M. N ; cette circonférence est appelée le *cercle osculateur* de l'arc (fig. 44).

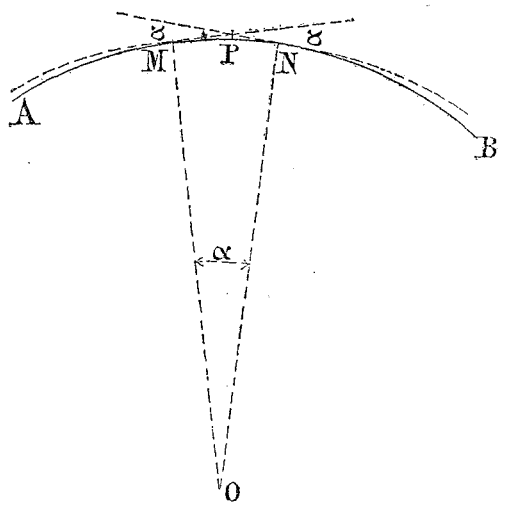


Fig. 44.

Cette définition suppose que l'arc MN est infiniment petit ; le cercle osculateur est donc le cercle limite que l'on obtient en un point M quand l'arc MN décroît indéfiniment.

Le rayon OM du cercle osculateur reçoit le nom de *rayon de courbure*.

Valeur générale du rayon de courbure d'une courbe plane. — Menons deux tangentes à la courbe MN, l'une en M, l'autre en N ; l'angle aigu α formé par ces deux tangentes, qu'on appelle *angle de contingence*, est le même pour la courbe et pour le cercle osculateur ; il est égal à l'angle au centre MON et il donne la mesure de la courbure totale de l'arc MN.

Si nous évaluons cet angle en parties du rayon, nous aurons :

$$\alpha = \frac{\text{Arc MN}}{\text{OM}} ;$$

d'où il vient :

$$\text{OM ou rayon de courbure de l'arc MN} = \frac{\text{Arc MN}}{\alpha} ,$$

C'est-à-dire que :
le rayon de courbure R est égal à la longueur de l'arc MN divisé par l'angle de contingence ou plutôt est égal à la limite de ce rapport, soit :

$$R = \text{limite}\,\frac{MN}{\alpha}.$$

Calcul du rayon de courbure d'une ellipse. — Cette définition étant donnée, soient F et F′ les foyers d'une ellipse et MM′ deux points de cette courbe.

Nous traçons les normales en ces points ou bissectrices des angles FMF′ et FM′F′ ; soit C le point de rencontre de ces normales (fig. 45).

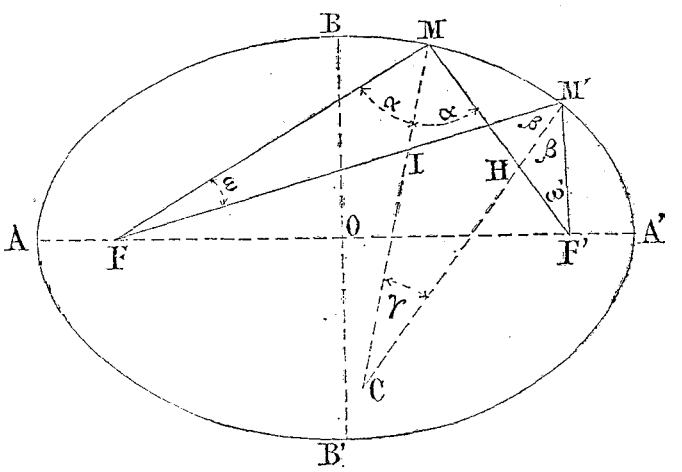


Fig. 45.

Les triangles FIM, CIM′ ayant les angles en I égaux comme opposés par le sommet donnent :

$$\alpha + \omega = \beta + \gamma \qquad (1)$$

De même, les triangles MHC et M′HF′ ayant les angles en H égaux comme opposés par le sommet donnent :

$$\beta + \omega' = \alpha + \gamma \qquad (2)$$

ajoutons les deux égalités ci-dessus membre à membre et simplifions, il vient :

$$\omega + \omega' = 2\gamma$$

De cette dernière égalité nous tirons la suivante :

$$\sin\left(\omega + \omega'\right) = \sin 2\gamma$$

qui, développée, donne :

$$\sin\omega\cos\omega' + \cos\omega\sin\omega' = 2\sin\gamma\cos\gamma \qquad (3)$$

Désignons par ρ et ρ' les rayons des cercles circonscrits aux triangles MM'F et MM'F', nous aurons :

$$\frac{MM'}{\sin\omega} = 2\rho \text{ et } \frac{MM'}{\sin\omega'} = 2\rho'$$

d'après la relation trigonométrique connue :

$$\frac{a}{\sin A} = 2R;$$

en désignant par r le rayon du cercle circonscrit au triangle MM'C nous obtiendrons aussi :

$$\frac{MM'}{\sin\gamma} = 2r;$$

d'où :

$$\sin\omega = \frac{MM'}{2\rho}\ ;\ \sin\omega' = \frac{MM'}{2\rho'}\ ;\ \sin\gamma = \frac{MM'}{2r}$$

Portons ces valeurs dans l'équation (3) et faisons disparaître le facteur commun MM' il vient :

$$\frac{\cos\omega}{2\rho'} + \frac{\cos\omega'}{2\rho} = \frac{2\cos\gamma}{2r} \qquad (4)$$

d'autre part, le rayon de courbure R correspondant au point M est donné par la relation :

$$R = \frac{MM'}{\gamma}$$

multiplions et divisons le second membre de cette égalité par $\sin\gamma$, il vient :

$$R = \frac{MM'\sin\gamma}{\gamma\sin\gamma}$$

Et à la limite :

$$R = \text{limite } \frac{MM'}{\sin \gamma} \times \text{limite } \frac{\sin \gamma}{\gamma}$$

mais la limite :

$$\frac{\sin \gamma}{\gamma} = 1 ; \text{ donc } R = \text{limite } \frac{MM'}{\sin \gamma} = 2r.$$

En passant encore à la limite, c'est-à-dire en supposant que le point M′ vienne se confondre avec le point M,

$$\text{limite cos } \omega = 1 ; \text{ limite cos } \omega' = 1 ; \text{ limite cos } \gamma = 1$$

et nous aurons d'après l'égalité (4) :

$$\frac{1}{2\rho} + \frac{1}{2\rho'} = \frac{2}{2r} = \frac{2}{R}$$

Désignons par d le diamètre 2ρ du cercle qui passe par M tangentiellement à l'ellipse et par le foyer F ; et par d' le diamètre $2\rho'$ du cercle qui passe par le point M tangentiellement à l'ellipse et par le foyer F′, nous aurons :

$$\frac{1}{d} + \frac{1}{d'} = \frac{2}{R} \qquad (5)$$

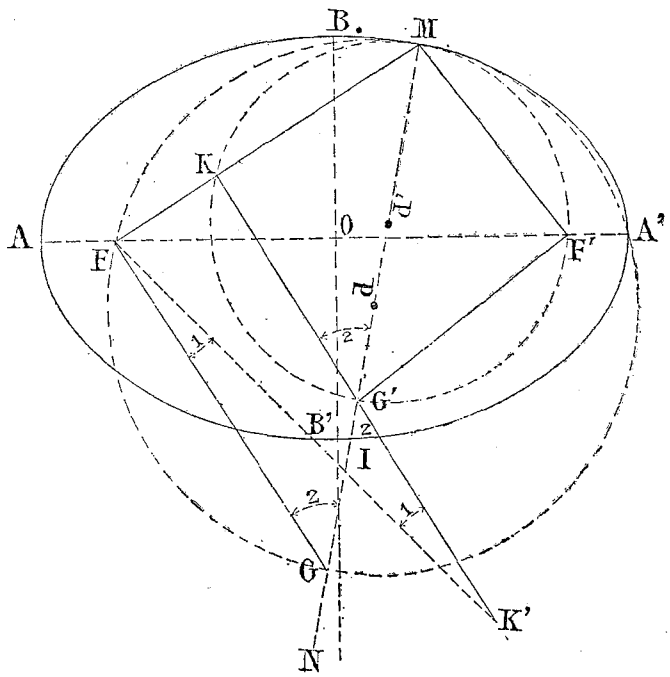


Fig. 46.

Construction graphique des valeurs de d *et de* d′. — Nous traçons (fig. 46) la normale à l'ellipse MN, au point donné M, puis nous élevons sur FM, au point F, la perpendiculaire FG qui coupe la normale MN au point G ; la circonférence décrite sur MG = d, comme diamètre, passe par le point F puisque l'angle MFG est droit ; de plus, cette circonférence est tangente en M à l'ellipse ;

en élevant au point F′ la perpendiculaire F′ G′ à l'extrémité du rayon vecteur MF′, nous aurons également MG′ = d'.

Construction graphique de R, *rayon de courbure.* — Il suffit de déterminer le point I, conjugué harmonique du point M, par rapport à G et G′, c'est-à-dire de trouver le point I tel que :

$$\frac{IG'}{IG} = \frac{MG'}{MG} \text{ ou } \frac{IG'}{IG} = \frac{d'}{d} ;$$

or

$$\frac{IG'}{IG + IG'} = \frac{d'}{d + d'} ; \text{ mais } IG + IG' = d - d'$$

d'où :

$$IG' = \frac{d'(d - d')}{d + d'}$$

et par suite :

$$MI = IG' + MG' = \frac{d'(d - d')}{d + d'} + d'$$

ou :

$$MI = \frac{d'}{d + d'}\left(d - d' + d + d'\right) = \frac{2dd'}{d + d'}.$$

Donc

$$\frac{1}{MI} = \frac{d + d'}{2dd'}$$

et

$$\frac{2}{MI} = \frac{d + d'}{dd'} = \frac{1}{d} + \frac{1}{d'}$$

ce qui donne MI = R, d'après l'égalité (5).

Pour déterminer graphiquement le point I, nous traçons G′K parallèle à FG et nous prenons G′K′ = KG′, puis nous menons la ligne FK′ qui coupe la normale MN au point I cherché.

En effet, les triangles semblables MKG′ et MFG donnent :

$$\frac{MG'}{MG} \text{ ou } \frac{d'}{d} = \frac{KG'}{FG}$$

les triangles semblables FIG et G′IK′ donnent aussi :

$$\frac{IG'}{IG} = \frac{G'K'}{FG}$$

et puisque, par construction, G′K′ = G′K, on a finalement :

$$\frac{IG'}{IG} = \frac{d'}{d}$$ c.q.f.d.

Valeur numérique du rayon de courbure R *au sommet d'une ellipse.* — Dans le cas où le point M se confond avec le sommet B du petit axe, on a :

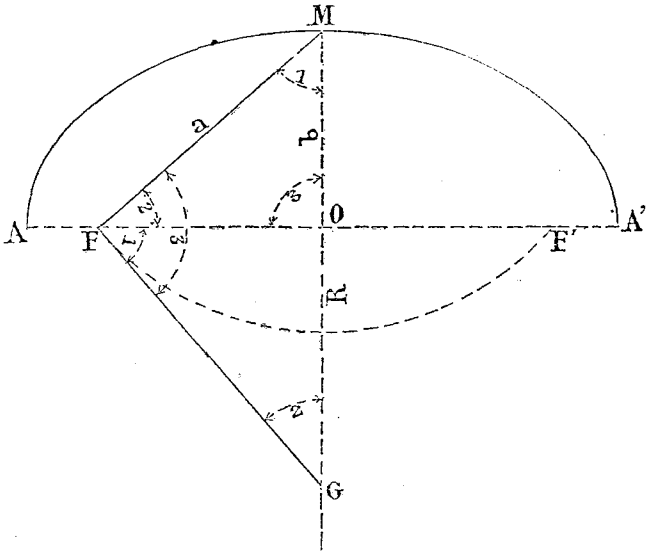


Fig. 47.

$$\frac{1}{d} = \frac{1}{d'}$$

et alors la relation (5) devient :

$$\frac{1}{d} = \frac{1}{R}$$

d'où $R = d$; mais $d =$ MG, diamètre du cercle circonscrit au triangle rectangle MFG (fig. 47).

Les triangles rectangles MOF et MFG qui ont l'angle M commun sont semblables et ils donnent la relation suivante :

$$\overline{FM}^2 = MG \times MO$$

mais comme FM $= a$ demi-grand axe, MG $=$ R et MO $= b$ demi-petit axe, il vient :

$$Rb = a^2$$

d'où finalement :

$$R = \frac{a^2}{b}$$

Construction graphique de la valeur du rayon de courbure au sommet. — D'après ce qui précède, ce rayon de courbure s'obtient graphiquement de la manière suivante :

On joint l'un des foyers de l'ellipse au sommet du petit axe par la ligne FM ; on élève sur cette ligne, au point F, une perpendiculaire FG qui coupe le petit axe prolongé au point G, centre de courbure cherché et

$$MG = R$$

rayon de courbure au sommet.

Observation. — Les normales à l'ellipse prolongées donnent par leurs intersections successives deux à deux les longueurs des rayons de courbure, longueurs d'autant plus exactes que les normales seront plus rapprochées.

Comme on aura nécessairement une normale à chaque ligne de joint de la voûte, on pourra, au moment de lever les panneaux, tracer la douelle de chacun d'eux suivant le cercle osculateur décrit entre les deux rayons de courbure qui limitent ce panneau et l'on arrivera ainsi à tracer correctement l'intrados de l'ouvrage elliptique ; tous les appareilleurs sont capables de pratiquer ce tracé de l'ellipse sans le moindre embarras.

Calcul des dimensions d'une voute elliptique. — Soit une voûte elliptique ACB dont le grand axe $2a$, passant par le plan des naissances, mesure 9 mètres de longueur, et OC $= b$ la montée 3 mètres, c'est-à-dire 1/3 de l'ouverture AB ; de plus, cette voûte repose sur des piédroits de 2 mètres de hauteur (fig. 48).

Epaisseur à la clef. — On calcule l'épaisseur à la clef par la formule suivante :

$$\text{(Dejardin)} \quad e = 0{,}30 + 0{,}07\ \text{R}.$$

R étant le rayon de courbure au sommet ou $\frac{a^2}{b} = \frac{\overline{4{,}50}^2}{3} = 6^{m},75$ d'où, en remplaçant les lettres par leurs valeurs :

$$e = 0{,}30 + 0{,}07 \times 6{,}75 = 0^{m},77.$$

Epaisseur du joint GH. — L'épaisseur du joint GH, qui correspond au milieu I de la montée et dont le point G se trouve à l'intersection de l'horizontale IG avec la douelle, est donnée par la relation suivante :

(Surbaissement de 1/3) : $0{,}77 \times 1{,}80 = 1^{m},386 = 1^{m},40$ en nombre rond.

Pour tracer le joint GH normal à l'intrados, ce qui est une condition essentielle, on mène les rayons vecteurs FG, F′G′ au point G et l'on divise l'angle FGF′ en deux parties égales par la bissectrice GN, sur le prolongement de laquelle on prend GH $= 1^{m},40$. Le joint symétrique G′ H′ s'obtient de la même manière.

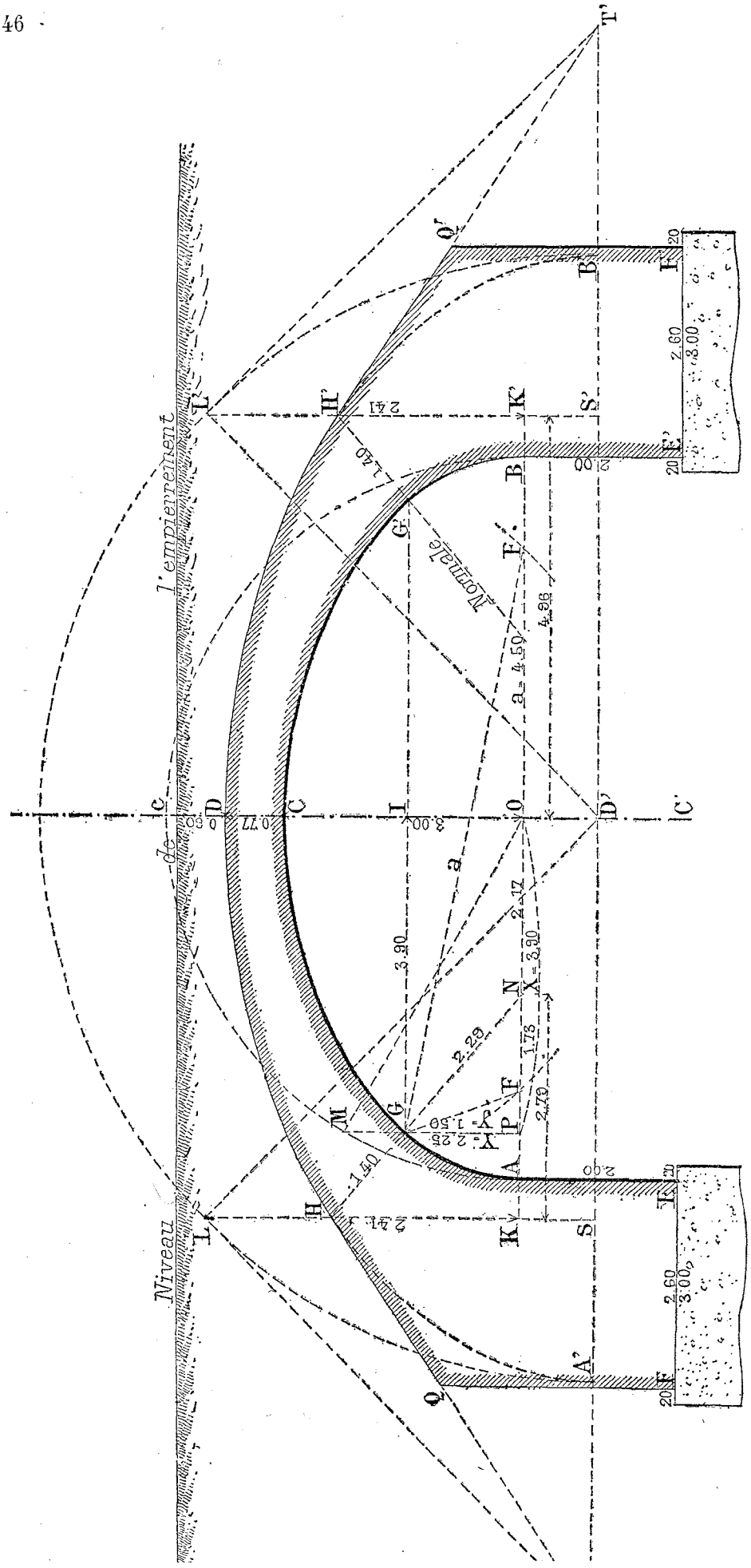

T'
O'
B'
K'
S'
H'
L'
G'
F'
B
A
K
S
H
L
G
F
P
M
N
O
D'
C'
D
C
I
e
f
a
Niveau
l'empierrement
Normale
2.41
2.00
1.40
4.50
4.96
3.90
2.17
2.29
1.78
2.79
1.50
2.25
0.77
3.00
2.60
3.00
20

Fig. 48.

On trouve ainsi trois points H, D, H′ de la courbe d'extrados par lesquels on peut faire passer une circonférence, mais qui ne suffisent pas pour déterminer une ellipse. Plusieurs constructeurs prennent la forme circulaire pour l'extrados des voûtes elliptiques ; rien n'empêche de les imiter, attendu que la courbe en arc de cercle diffère peu de l'ellipse d'extrados ; néanmoins on peut avoir des raisons pour adopter une courbe d'extrados de même nature que celle d'intrados, alors le problème est plus compliqué. Nous donnons ci-après la solution que nous en avons trouvée.

Calcul de HK. — Le premier élément à calculer est la hauteur du point H au-dessus du plan des naissances, car cette hauteur nous servira pour trouver la circonférence dont l'ellipse d'extrados est la projection. Pour cela, nous décrivons une circonférence sur le grand axe AB comme diamètre, et nous menons les ordonnées correspondantes :

$$\text{GP} = y \text{ et } \text{MP} = \text{Y}.$$

de l'ellipse et de la circonférence.

De l'équation de l'ellipse (en prenant pour axes coordonnés le grand axe de la courbe) :

$$\frac{y^2}{a^2 - x^2} \text{ ou } \frac{y^2}{(a + x)(a - x)} = \frac{b^2}{a^2} \qquad (1)$$

dans laquelle :

$$a + x = \text{BP} \text{ et } a - x = \text{AP}.$$

on tire cette nouvelle équation :

$$\frac{y}{\text{Y}} = \frac{b}{a}$$

En effet dans le triangle OPM on a :

$$\overline{\text{OM}}^2 - \overline{\text{OP}}^2 = \overline{\text{MP}}^2 \text{ ou } a^2 - x^2 = \text{Y}^2 ;$$

substituant cette dernière valeur dans l'équation (1) on obtient :

$$\frac{y^2}{\text{Y}^2} = \frac{b^2}{a^2} \text{ ou bien } \frac{y}{\text{Y}} = \frac{b}{a}$$

d'où enfin :

$$\text{MP ou Y} = y \times \frac{a}{b} ;$$

égalité de laquelle on conclut que : toute ellipse ayant $2a$ et $2b$

pour axes peut être considérée comme étant la projection d'un cercle de diamètre $2a$ sur le plan de l'ellipse.

Remplaçons les lettres par leurs valeurs, il vient :

$$Y = \frac{1{,}50 \times 4{,}50}{3} = 2^{m},25.$$

Puis dans le triangle OPM, le côté

$$OP = \sqrt{\overline{OM}^2 - \overline{MP}^2}\ ;\ \text{d'où}\ OP = \sqrt{\overline{4{,}50}^2 - \overline{2{,}25}^2} = 3^{m},90.$$

La sous-normale PN ou la distance comprise entre le pied de l'ordonnée y et le point de rencontre de la bissectrice GN avec le 1/2 grand axe AO a pour valeur :

$$PN = \frac{\overline{OC}^2 \times OP}{\overline{AO}^2} = \frac{b^2 x}{a^2}\ ;\ \text{d'où}\ PN = \frac{9{,}00 \times 3{,}90}{20{,}25} = 1^{m},73$$

$$\text{et}\ ON = OP - PN = 3{,}90 - 1{,}73 = 2^{m},17.$$

D'un autre côté, dans le triangle rectangle GPN, l'hypoténuse

$$GN = \sqrt{\overline{GP}^2 + \overline{NP}^2} = \sqrt{\overline{1{,}50}^2 + \overline{1{,}73}^2} = 2^{m},29.$$

et dans le triangle HKN, l'hypoténuse

$$HN = GN + HG = 2{,}29 + 1{,}40 = 3^{m},69.$$

Enfin les triangles semblables GPN et HKN donnent :

$$\frac{KH}{GP} = \frac{HN}{GN};\ \text{d'où}\ KH = \frac{HN \times GP}{GN} = \frac{3{,}69 \times 1{,}50}{2{,}29} = 2{,}41$$

On a également :

$$\frac{KN}{PN} = \frac{HN}{GN}\ ;\ \text{d'où}\ KN = \frac{HN \times PN}{GN} = \frac{3{,}69 \times 1{,}73}{2{,}29} = 2{,}79$$

$$\text{et}\ OK = KN + ON = 2{,}79 + 2{,}17 = 4{,}96.$$

Après cela nous cherchons l'angle que le plan du cercle fait avec celui de l'ellipse.

Le cosinus de cet angle est égal au rapport $\frac{b}{a} = \frac{3}{4{,}50} = 0{,}667$ pour le cas qui nous occupe, ce qui correspond à un angle de

$48° 11' 27''$. (Quand on passe de l'ellipse au cercle, le rapport $\frac{b}{a}$ devient inversement $\frac{a}{b}$.)

Il résulte de tout ce qui précède que pour le point h de la circonférence d'extrados, projection du point H de l'ellipse sur le plan du cercle, la hauteur hk au-dessus du plan des naissances $\alpha\beta$ a pour valeur :

$$hk = \text{HK} \times \frac{a}{b} = \frac{2{,}41 \times 4{,}50}{3} = 2{,}41 \times 1{,}50 = 3{,}62$$

et que pour le point d, projection du point D sur le plan du cercle, la hauteur :

$$od = \text{OD} \times \frac{a}{b} = \frac{3{,}77 \times 4{,}50}{3} = 3{,}77 \times 1{,}50 = 5{,}66.$$

Quant au diamètre AB, il se projette en vraie grandeur suivant la ligne $\alpha\beta$.

Il résulte de la construction ci-contre (fig. 49) que :

$$id = od - hk = 5{,}66 - 3{,}62 = 2{,}04$$

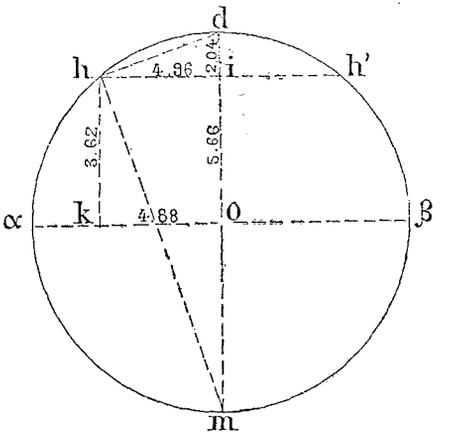


Fig. 49.

Si maintenant nous décrivons la circonférence entière d'extrados qui passe par les trois points h, d, h' et si nous menons les droites hd, hm et dm, nous aurons dans les triangles rectangles dhm et hid la relation connue :

$$\frac{di}{hi} = \frac{hi}{im}\text{; d'où } im = \frac{\overline{hi}^2}{di} = \frac{\overline{4{,}96}^2}{2{,}04} = 12^{\text{m}},06$$

Nous ajoutons à ce résultat la valeur de di et la ligne entière dm représente le grand axe $\alpha\beta = \text{A'B'}$ de l'ellipse d'extrados.

$$dm = \text{A'B'} = 12^{\text{m}},06 + 2^{\text{m}},04 = 14^{\text{m}},10.$$

Le petit axe de cette ellipse est égal à DD' ou

$$\text{(Surbaissement de 1/3) à } \frac{14{,}10}{3} = 4^{\text{m}},70,$$

valeur que l'on peut vérifier en multipliant le 1/2 grand axe $7^m,05$ par le rapport $\frac{b}{a}$, ce qui donne :

$$7,05 \times 0,667 = 4^m,70.$$

Une fois les axes obtenus, on les reporte sur la figure précédente et l'on y trace l'ellipse d'extrados par le procédé graphique indiqué plus haut. Si les calculs ci-dessus sont exacts, cette ellipse doit passer par les points H, D, H′ primitivement déterminés.

Il faut encore calculer l'épaisseur des culées ou piédroits.

Épaisseur des culées. — Nous emploierons la formule de Léveillé :

$$E = \left(0,43 + 0,154\,d\right) \sqrt{\frac{h + 0,54\,b}{H} \times \frac{0,84\,d}{0,465\,b + c}}$$

qui donne en remplaçant les lettres par leurs valeurs :

$$E = \left(0,43 + 0,154 \times 9,00\right) \sqrt{\frac{2,00 + 0,54 \times 3,00}{6,37} \times \frac{0,84 \times 9,00}{0,465 \times 3 + 0,77}} = 2^m,56$$

soit $2^m,60$, en nombre rond, que l'on porte de E en F et de E′ en F′ ; les lignes FQ et F′Q′ limitent les parements extérieurs des culées.

Tracé des tangentes à l'extrados. — Il reste maintenant à mener par les points H et H′ des tangentes à l'ellipse d'extrados jusqu'à la rencontre du parement extérieur des piédroits pour terminer le profil transversal de la voûte (fig. 48).

Sur A′B′ comme diamètre, on décrit une circonférence, et par les points H et H′ on abaisse les perpendiculaires HS et H′S′ sur ce diamètre ; on prolonge ces perpendiculaires jusqu'à leurs points de rencontre L et L′ avec cette circonférence ; puis, du point D′, centre de l'ellipse et de la circonférence d'extrados, on mène les rayons D′L et D′L′ ; les perpendiculaires LT et L′T′ élevées aux extrémités de ces rayons sont des tangentes à la circonférence A′B′.

Ces tangentes prolongées coupent le diamètre ou grand axe également prolongé aux points T et T′ auxquels viennent con-

courir les tangentes à l'ellipse d'extrados menées en H et H′. Ces tangentes rencontrent les parements extérieurs des culées aux points Q et Q′ et la ligne QHDH′Q′ représente l'extrados de la voûte.

Comme on le voit par tout ce qui précède, le tracé d'un extrados elliptique est un problème assez compliqué ; aussi lui substitue-t-on souvent un extrados circulaire qui en diffère peu, du reste.

Tracé pratique des joints des voussoirs. — Sur les chantiers, les appareilleurs ne peuvent guère tracer les joints des voussoirs dans les voûtes elliptiques, en employant les procédés généralement connus, car le tracé de ces joints doit être simple, peu compliqué et, de plus, tenir dans un espace restreint et éviter les prolongements de lignes au delà des limites des épures.

1° *Procédé de M. d'Ocagne.* — M. d'Ocagne, ingénieur des ponts et chaussées, a publié pour le tracé des normales à l'ellipse le procédé suivant, qui répond bien aux besoins de la pratique (fig. 50) :

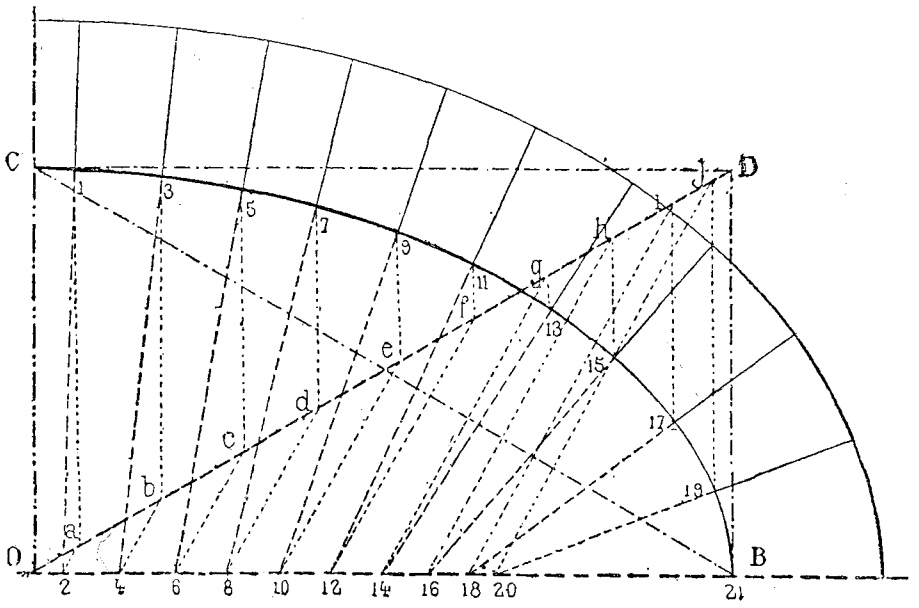


Fig. 50.

Soient 1, 3, 5, 7..... 19, les points de la 1/2 voûte OB par lesquels il s'agit de tracer les joints, c'est-à-dire les normales à l'ellipse.

Les tangentes aux sommets C et B se coupant au point D, tirons les droites CB et OD.

Les perpendiculaires à OB, menées par les points 1, 3, 5, 7.... 19, rencontrent la droite OD aux points *a*, *b*, *c*, *d*..... *j*.

Les perpendiculaires à CB, menées par les points *a*, *b*, *c*, *d*... *j*, coupent l'axe OB aux points 2, 4, 6, 8..... 20; les droites 1. — 2; 3 — 4; 5 — 6;..... 19 — 20, sont les normales cherchées.

Cet ingénieur justifie son procédé de la manière suivante (fig. 51).

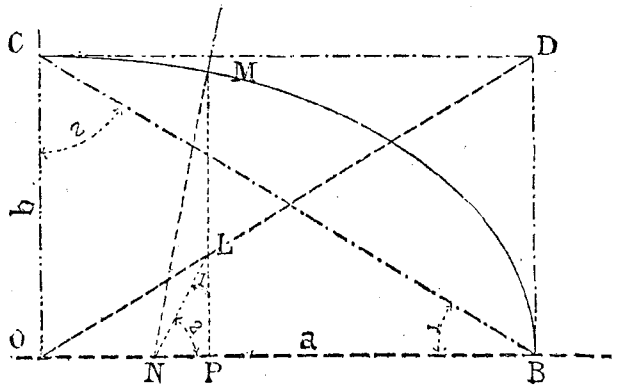


Fig. 51.

Soit MN la normale à l'ellipse au point M. Du point N abaissons sur la droite CB la perpendiculaire NL qui coupe l'ordonnée MP au point L. On a en vertu d'une propriété de l'ellipse bien connue :

$$\frac{PN}{OP} = \frac{b^2}{a^2}$$

D'un autre côté, les triangles LPN et BOC ayant leurs côtés perpendiculaires chacun à chacun donnent :

$$\frac{PL}{PN} = \frac{OB}{OC} = \frac{a}{b}$$

Multipliant ces égalités membre à membre, il vient :

$$\frac{PN \times PL}{OP \times PN} = \frac{b^2 a}{a^2 b}$$

simplifions, il reste :

$$\frac{PL}{OP} = \frac{b}{a}$$

égalité qui montre que le point L se trouve sur la droite OD, ce qu'il fallait démontrer.

Observation. — Ordinairement, les maçons que l'on trouve en province ne savent comment faire pour diriger les joints des voûtes elliptiques suivant des normales à l'intrados et ils n'entendent rien aux procédés théoriques en usage qu'on leur indique ; avec la méthode de M. d'Ocagne la difficulté disparaît.

En effet, il suffit d'appliquer sur chacune des fermes extrêmes du cintre, exactement posée dans le plan des têtes de l'ouvrage, un panneau en planches bien rabotées sur lequel on aura préalablement tracé les normales 1 — 2, 3 — 4, 5 — 6,..... 19 — 20, pour que ces ouvriers trouvent la direction convenable des joints des voussoirs.

La construction qui précède se ferait sur l'ellipse moyenne du bandeau, dans le cas où l'on voudrait tracer les joints normalement à cette ellipse.

2° *Procédé de M. Heude.* — M. Heude, ingénieur en chef des ponts et chaussées, a donné pour tracer les joints, dans les voûtes elliptiques, un procédé qui supprime une partie des constructions graphiques inhérentes à la méthode de M. d'Ocagne.

Le procédé de M. Heude repose sur le théorème suivant :

Dans toute ellipse, les prolongements des normales jusqu'au grand axe déterminent sur cet axe des points de rencontre dont les distances au centre de la courbe sont une fraction constante des abscisses des points de l'ellipse par lesquels passent ces normales.

Ce théorème se traduit par la relation suivante :

$$\text{ON} = \frac{a^2 - b^2}{a^2} \times \text{IG} = \frac{a^2 - b^2}{a^2}\, x ; \qquad \text{(fig. 52)}$$

La figure fait voir que

$$\text{ON} = \text{OP} - \text{NP}$$

mais $\text{OP} = \text{IG} = x$, abscisse du point G, et d'après ce que nous avons vu (page 148), la sous-normale NP a pour valeur :

$$\text{NP} = \frac{b^2 x}{a^2} ;$$

Nous aurons donc la relation suivante :

$$\text{ON} = x - \left(\frac{b^2 x}{a^2}\right) ;$$

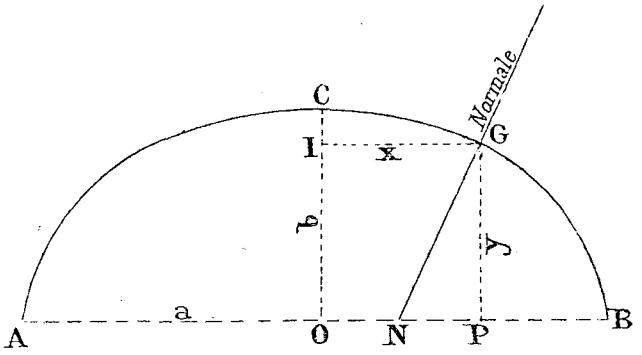


Fig. 52.

effectuons les calculs, il vient :

$$\text{ON} = \frac{a^2 x}{a^2} - \frac{b^2 x}{a^2} ;$$

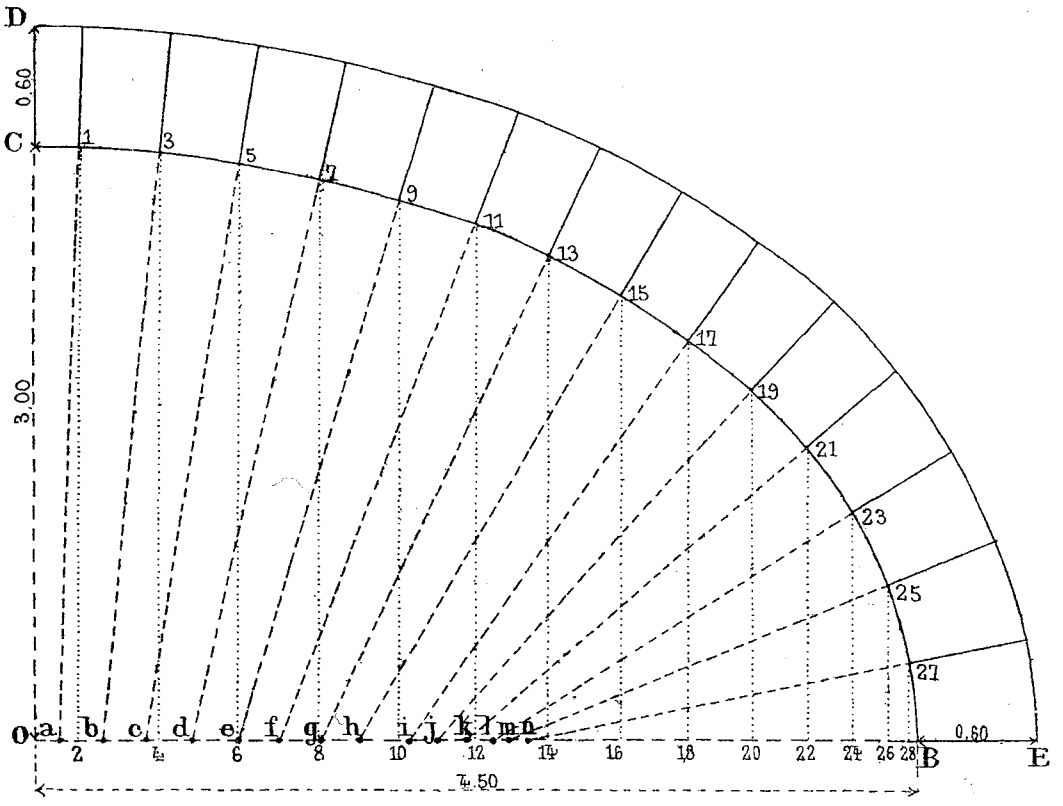


Fig. 53.

mettons x en facteur commun, l'égalité précédente deviendra :

$$\text{ON} = \left(\frac{a^2 - b^2}{a^2}\right) x,$$

ce qu'il fallait démontrer.

Si nous désignons maintenant par m le quotient $\frac{a^2 - b^2}{a^2}$, nous aurons :

$$\text{ON} = mx$$

m est facile à calculer, puisqu'il ne dépend que de a et de b.

Une fois que m est déterminé, rien n'est plus commode que de tracer les normales sur l'épure.

Exemple. — Soit une voûte elliptique de 9 mètres d'ouverture, surbaissée au 1/3 (fig. 53).

On trace l'axe vertical OD sur le poinçon du cintre, et sur l'entrait de la ferme de tête, ou sur une planche fixée sur cet entrait ; on figure au crayon la ligne des naissance ou l'axe des x ; cela fait, on détermine les joints des voussoirs en douelle 1, 3, 5..... 25, 27 ; on les projette horizontalement sur l'axe des x, c'est-à-dire que par chacun de ces points, on mène, au moyen d'un fil à plomb, les lignes verticales 1 — 2, 3 — 4, 5 — 6,....., 27 — 28, jusqu'à leur rencontre avec la ligne des naissances ; on marque ces points de rencontre, dont on mesure ensuite les distances cumulées au centre O de la courbe et l'on forme un tableau comme celui-ci.

O-2 = 0,21	O-12 = 2,25	O-22 = 3,95
O-4 = 0,62	O-14 = 2,63	O-24 = 4,18
O-6 = 1,03	O-16 = 3,00	O-26 = 4,36
O-8 = 1,44	O-18 = 3,35	O-28 = 4,48
O-10 = 1,85	O-20 = 3,67	

On calcule la valeur de m :

$$m = \frac{\overline{4,50}^2 - \overline{3,00}^2}{\overline{4,50}^2} = 0,555$$

Et l'on multiplie par 0,555 les longueurs précédentes, qui sont les abscisses des joints des voussoirs, pour obtenir les points cor-

respondant aux normales cherchées ; on a donc le second tableau suivant :

$Oa = 0{,}21 \times 0{,}555 = 0{,}12$	$Of = 2{,}25 \times 0{,}555 = 1{,}25$	$Ok = 3{,}95 \times 0{,}555 = 2{,}19$
$Ob = 0{,}62 \times 0{,}555 = 0{,}34$	$Og = 2{,}63 \times 0{,}555 = 1{,}46$	$Ol = 4{,}18 \times 0{,}555 = 2{,}32$
$Oc = 1{,}03 \times 0{,}555 = 0{,}57$	$Oh = 3{,}00 \times 0{,}555 = 1{,}66$	$Om = 4{,}36 \times 0{,}555 = 2{,}42$
$Od = 1{,}44 \times 0{,}555 = 0{,}80$	$Oi = 3{,}35 \times 0{,}555 = 1{,}86$	$On = 4{,}48 \times 0{,}555 = 2{,}49$
$Oe = 1{,}85 \times 0{,}555 = 1{,}03$	$Oj = 3{,}67 \times 0{,}555 = 2{,}04$	

Le centre du cercle osculateur de l'ellipse, au point B, serait situé, sur le grand axe à la distance :

$$m\,a = 4^{m},50 \times 0{,}555 = 2^{m},50$$

Au fur et à mesure que l'on applique les données du calcul sur la ligne des x, on enfonce en a, b, c..... n, des pointes formant saillie de $0^{m},01$ environ sur la ferme de tête ; alors, quand ils posent les voussoirs, les maçons n'ont plus qu'à tendre une ficelle sur ces pointes jusqu'à l'extrados du bandeau, pour déterminer la direction des joints.

Les petites erreurs que l'on pourrait commettre en mesurant les longueurs des abscisses n'auraient pas grande influence sur les résultats, ainsi que l'a constaté M. l'ingénieur en chef Heude, dans les nombreuses applications qu'il a faites de son procédé.

Observation. — Si l'on avait à construire une voûte en briques, il serait inutile et superflu de tracer les abscisses de tous les joints; dans ce cas, il suffirait de diviser l'intrados en un certain nombre de voussoirs fictifs contenant un nombre exact de briques, et par les points de division adoptés, de mener les abscisses des joints de ces voussoirs ; puis on continuerait les opérations comme il a été dit plus haut.

Ces lignes des joints intermédiaires correspondant à chaque épaisseur de brique s'obtiendraient en divisant en parties égales l'intrados et l'extrados de chacun des voussoirs fictifs, mais il conviendrait de ne pas composer ces voussoirs de plus de 5 à 6 épaisseurs de briques pour avoir des directions se rapprochant, autant que possible, des normales à l'intrados.

VOUTES EN ANSE DE PANIER

Soit ACB une anse de panier à 3 centres (fig. 54, 55) dont AB est l'ouverture et OC la montée ou flèche $f : \frac{AB}{3} = 3$ mètres, et AE la hauteur des piédroits = 2 mètres, il s'agit d'en calculer le rayon R de courbure au sommet pour pouvoir déterminer les autres dimensions de la voûte, telles que : l'épaisseur à la clef, l'épaisseur du joint correspondant au milieu de la montée et l'épaisseur des culées.

L'anse de panier est, comme on le sait, une courbe analogue à

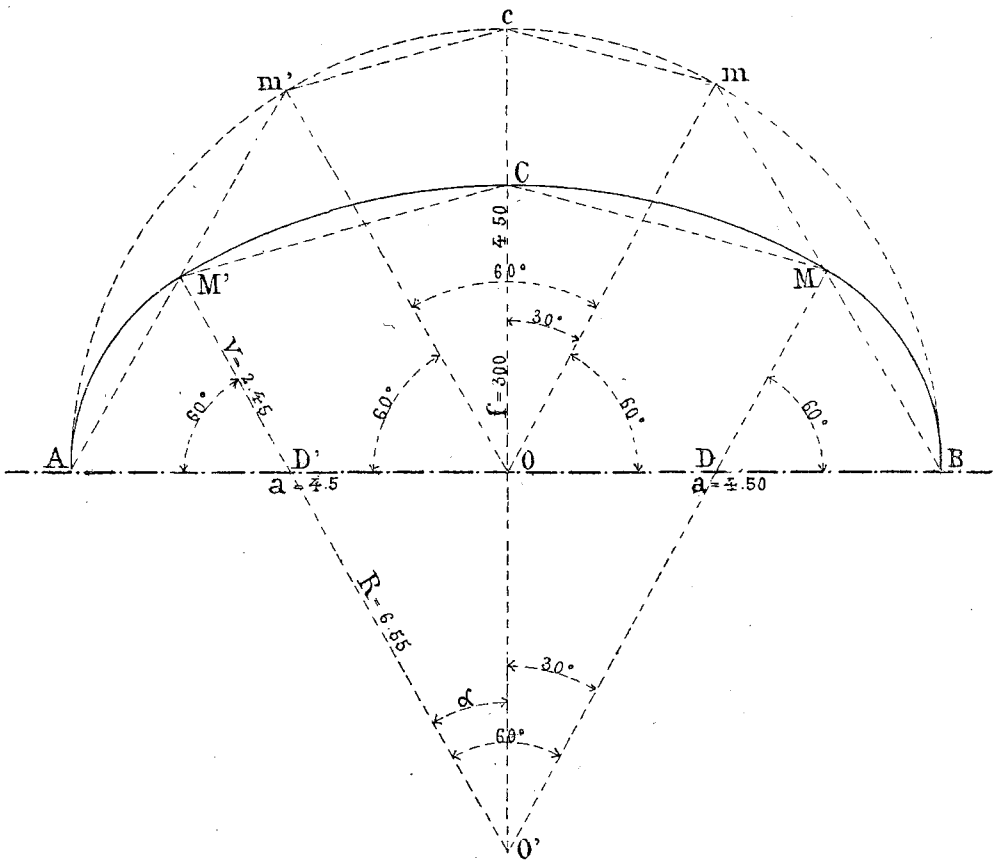


Fig. 54.

une demi-ellipse et formée d'un nombre impair d'arcs de cercles de rayons distincts qui se raccordent successivement ; on la nomme pour cette raison *courbe à plusieurs centres ;* elle est particulièrement appliquée au tracé des arches de ponts. Il y a des anses de panier à 3 centres, à 5 centres, à 7, à 9 et jusqu'à 11 centres.

On fait usage de diverses méthodes pour tracer l'anse de panier. La plus répandue est celle qui a été imaginée par M. Michal, inspecteur général des ponts et chaussées ; nous allons l'employer pour une anse de panier à 3 centres (fig. 54).

Anse de panier a 3 centres. — Sur AB comme diamètre, on décrit une demi-circonférence AcB que l'on divise en trois parties égales ; soient mm' les points de division. On joint Bm, mc, cm', m'A. Par le point C on mène CM parallèle à cm et terminé à sa rencontre avec Bm en M ; on mène de même CM′ parallèle à cm' et terminé en M′ à la rencontre de Am'. On tire les rayons mO et m'O ; et, par les points M, M′, on mène à ces rayons des parallèles MO′ et M′ O′ qui se rencontreront en O′ sur le prolongement de CO et qui couperont A B aux points D et D′. Il résulte de la similitude des triangles OmB et D M B que D M est égal à D B ; par la même raison, D′M′ est égal à D′A.

La similitude des triangles c O m et CO′M montre aussi que CO′ est égal à O′M ; de même M′ O′ est égal à C O′. D'ailleurs, à cause de la symétrie, on a B D = A D′. Par conséquent, si des points D et D′ comme centres avec D B pour rayon, on décrit les arcs de cercle BM et A M′ et si, du point O′ comme centre avec O′C pour rayon, on décrit un troisième arc de cercle, il se raccordera en M et M′ avec les deux premiers ; et la courbe AM′ CMB sera la courbe demandée.

Ce tracé donne un résultat satisfaisant toutes les fois que la montée O C n'est pas inférieure au 1/3 de la demi-ouverture A O.

De plus, il est à remarquer que deux rayons consécutifs font entre eux un angle de :

$$\frac{180^\circ}{3} = 60^\circ.$$

Calcul de O′C *ou* R *rayon de courbure au sommet.* — Nous venons de voir que O′C est égal à O′M′ ; par conséquent, nous poserons :

$$O'M' = R \text{ ; et } M'D' = r.$$

Le triangle équilatéral DD′O′ donne :

$$O'D' = DD' \text{ ; et } O'D' + D'M' = DD' + D'M' \text{ ou } O'D' + r = DD' + r = 2a - r$$
$$\text{ou } R = 2a - r,$$

en appelant $2a$ le diamètre AB.

Il suffit donc de calculer r pour avoir R.

Or :

$$r = AD' = AO - OD' = a - OD' ; \tag{1}$$

mais, dans le triangle rectangle O'OD', on a :

$$OD' = O'D' \sin \alpha \tag{2}$$

d'un autre côté :

$$r + O'D' = OC + OO' = f + OO' \tag{3}$$

et

$$OO' = O'D' \cos \alpha \tag{4}$$

Substituant dans l'équation (3) à OO' sa valeur tirée de l'équation (4) il vient :

$$r + O'D' = f + O'D' \cos \alpha$$

ou

$$f - r = O'D' \left(1 - \cos \alpha \right)$$

ce qui donne :

$$O'D' = \frac{f - r}{1 - \cos \alpha} \tag{5}$$

Remplaçons dans l'équation (2) O'D' par sa valeur tirée de l'équation (5), nous obtiendrons :

$$OD' = \frac{f - r}{1 - \cos \alpha} \sin \alpha \tag{6}$$

enfin, transportons cette valeur de OD' dans l'équation (1)

$$r = a - \frac{f - r}{1 - \cos \alpha} \sin \alpha \tag{7}$$

Résolvant cette équation par rapport à r, on a :

$$r \left(1 - \cos \alpha \right) = a \left(1 - \cos \alpha \right) - f \sin \alpha + r \sin \alpha$$

faisons passer $r \sin \alpha$ dans le premier membre, il vient ;

$$r \left(1 - \cos \alpha - \sin \alpha \right) = a \left(1 - \cos \alpha \right) - f \sin \alpha$$

d'où enfin :

$$r = \frac{a \left(1 - \cos \alpha \right) - f \sin \alpha}{1 - \sin \alpha - \cos \alpha},$$

Or :

$$\alpha = 30^\circ ;$$

donc :

$$\sin \alpha = \frac{1}{2} \text{ et } \cos \alpha = \frac{\sqrt{3}}{2}$$

et

$$r = \frac{\frac{f}{2} - a\left(1 - \frac{\sqrt{3}}{2}\right)}{\frac{1}{2} + \frac{\sqrt{3}}{2} - 1} = \frac{f - a\,(2 - \sqrt{3})}{\sqrt{3} - 1}$$

remplaçons $\sqrt{3}$ par sa valeur qui est égale à 1,732 à 0,001 près, il vient :

$$r = \frac{f - 2a + 1{,}732a}{1{,}732 - 1} = \frac{f - 0{,}268a}{0{,}732}$$

égalité qui peut se remplacer par la suivante :

$$r = \frac{1}{0{,}732} f - \frac{0{,}258a}{0{,}732}$$

effectuons les calculs, nous aurons :

$$r = 1{,}366f - 0{,}366a = a - 1{,}366\left(a - f\right)$$

substituons dans la relation $R = 2\ a - r$ la première valeur ci-dessus de r, il vient :

$$R = 2a - \left(1{,}366f - 0{,}366a\right) = 2{,}366a - 1{,}366f$$

d'où enfin :

$$R = a + 1{,}366\left(a - f\right)$$

Comme on le voit, les valeurs de r et de R ne diffèrent que par le signe qui affecte la quantité 1,366 $(a - f)$; cette particularité est de nature à aider la mémoire des constructeurs.

Remplaçons les lettres par leurs valeurs numériques (fig. 55) :

$$R = 4{,}50 + 1{,}366\left(4{,}50 - 3{,}00\right) = 6^{m},55$$

Calcul de l'épaisseur à la clef. — La formule de Dejardin donne :

$$e = 0{,}30 + 0{,}07\,R$$

d'où :

$$e = 0{,}30 + 0{,}07 \times 6{,}55 = 0{,}75$$

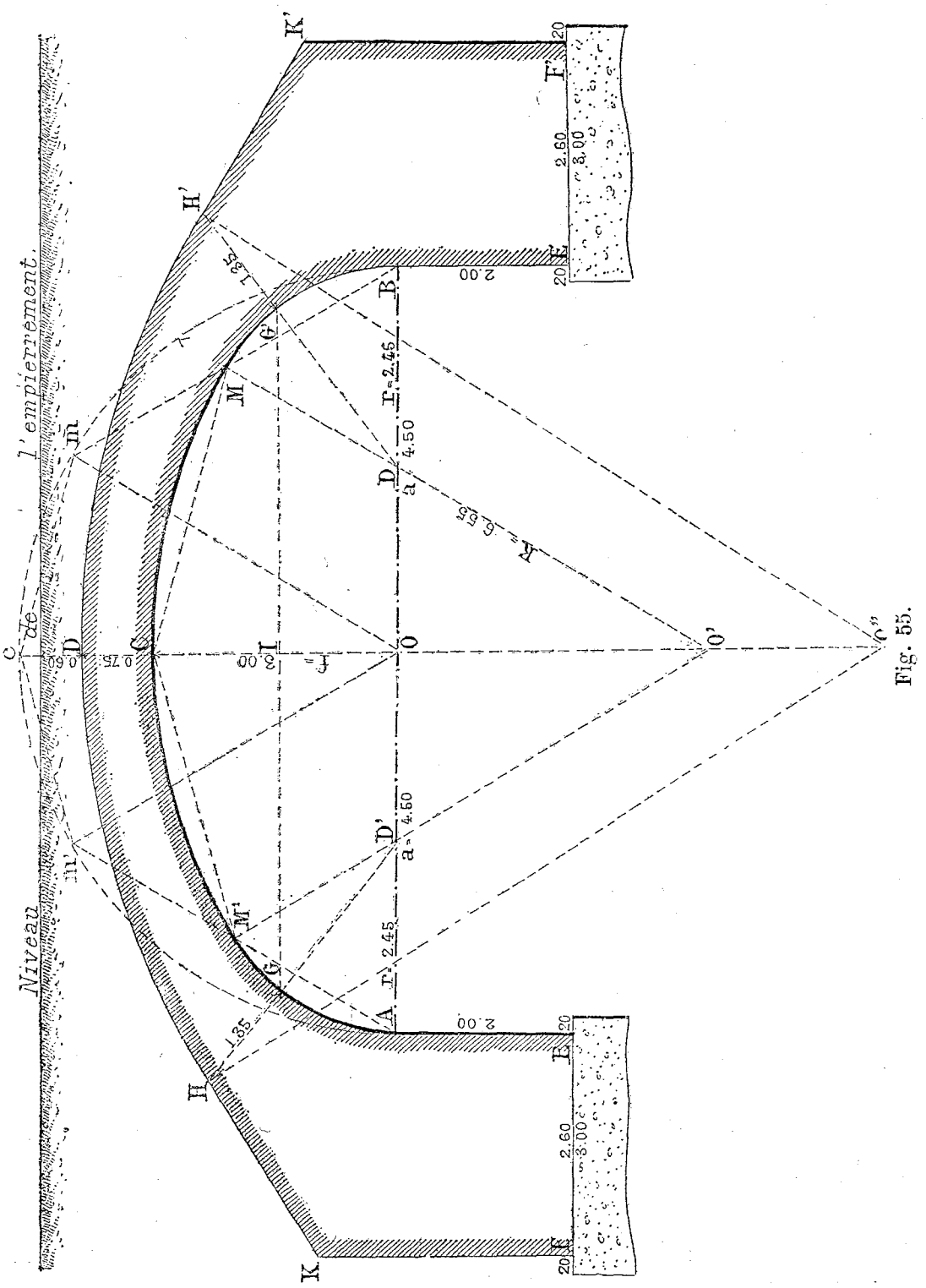


Fig. 55.

Calcul du joint GH *correspondant au milieu de la montée.* — Cette épaisseur est réglée par la formule suivante :

$$\text{(Surbaissement de 1/3)} : 0{,}75 \times 1{,}80 = 1{,}35$$

Nous portons cette épaisseur de G en H normalement à l'intrados et de G′ en H′ et nous avons trois points H, D, H′ par lesquels nous faisons passer la circonférence d'extrados.

Epaisseur des culées. — L'épaisseur des culées est la même que celle qui a été calculée pour l'ellipse surbaissée au 1/3 par la formule commune à ces deux sortes de voûtes, savoir :

$$E = \left(0{,}43 + 0{,}154\,d\right)\sqrt{\frac{h + 0.54\,b}{H} \times \frac{0{,}84\,d}{0{,}465\,b + e}}$$

et remplaçant les lettres par leurs valeurs :

$$E = \left(0{,}43 + 0{,}154 \times 9\right)\sqrt{\frac{2{,}00 + 0{,}54 \times 3{,}00}{6{,}35} \times \frac{0{,}84 \times 9{,}00}{0{,}465 \times 3 + 0{,}75}} = 2{,}58$$

soit $2^{m}{,}60$ en nombre rond que l'on porte à droite et à gauche des points E′ et E, ce qui donne les points F′ et F par lesquels on mène les verticales FK et F′K′ qui limitent les parements extérieurs des culées. Enfin, par les joints H et H′ nous menons des tangentes à la courbe d'extrados jusqu'à la rencontre des verticales FK et F′K′ ; la ligne KHDH′K′ est l'extrados.

Anses de panier a 5 centres. — Sur l'ouverture AA′ comme diamètre, on décrit encore une demi-circonférence A*b*A′ (fig. 56) ; mais on la divise en 5 parties égales aux points *m*, *n*, *n*′, *m*′. On joint A*m*, *mn*, *nb*′, *bn*′ *n*′*m*′, *m*′A′, *Om*, *On*, *On*′, *Om*′. On mène BN parallèle à *bn* et d'un point M, convenablement choisi sur A*m*, on mène MN parallèle à *mn* ; puis on tire NE parallèle à *n*O et MD parallèle à *m*O ; on opère de même de l'autre côté de *b*E ; les points C, D, E, D′,C′ sont les cinq centres qui servent à décrire l'anse de panier.

En effet, par des similitudes évidentes, on reconnaît qu'on a CM = CA ; ND = MD ; NE = AE et des égalités analogues de l'autre côté de l'axe de symétrie *b*E. Si donc on décrit 5 arcs de cercle, savoir : de C et de C′ comme centres avec CA pour rayon, de D et D′ comme centres avec MD pour rayon, enfin de E comme

centre avec BE pour rayon, ces arcs se raccorderont aux points M, N, N′, M′ et la courbe AMNBN′M′A′ sera la courbe demandée.

On voit que, dans ce tracé, le point M, choisi sur A*m*, demeure arbitraire, et que, par conséquent, le problème est indéterminé.

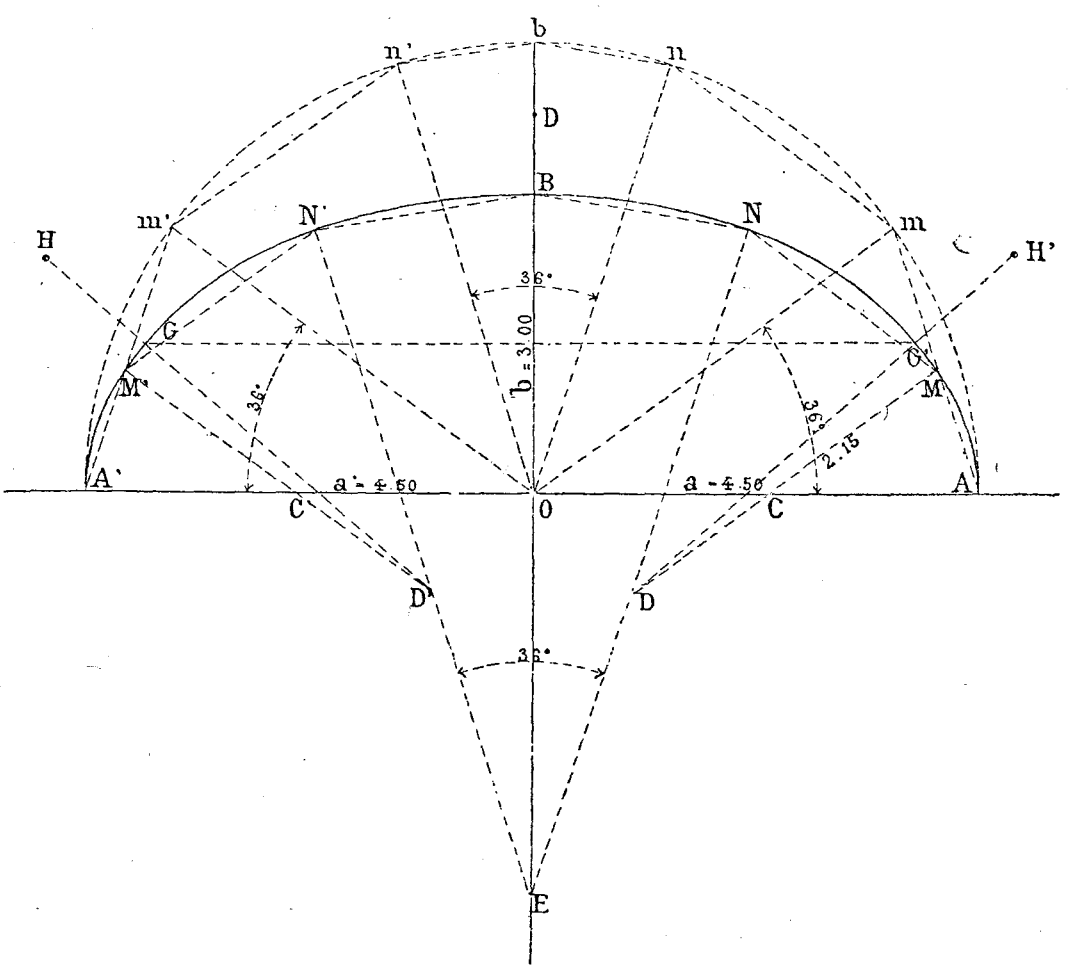


Fig. 56.

Nous ne suivrons pas M. Michal dans les recherches auxquelles il s'est livré pour faire cesser cette indétermination ; nous nous contenterons de donner le tableau ci-dessous, qui renferme la

VALEURS		VALEURS		VALEURS		VALEURS		OBSERVATION
de *m*.	de *r*.	de *m*.	de *r*.	de *m*.	de *r*.	de *m*.	de *r*.	
0,36	0,278	0,34	0,252	0,32	0,225	0,30	0,198	Pour se servir de cette table, on multiplie les différentes valeurs de *r* par la valeur du grand axe de l'anse de panier considérée.
0,35	0,265	0,33	0,239	0,31	0,212	»	»	

valeur calculée du premier rayon r, en appelant m la montée, c'est-à-dire le rapport de AA′, grand axe, à OB, petit axe, et faisant l'ouverture AA′ = 1.

Le premier rayon r étant connu, on le porte de A en C et on décrit du point C, comme centre, avec AC pour rayon, un arc de cercle AM qui coupe au point M la corde Am ; dès lors, on achève le tracé de l'anse de panier comme il a été expliqué précédemment.

On détermine ensuite la valeur du rayon de courbure au sommet EB ; on en déduit l'épaisseur à la clef et celle du joint normal GH et l'on obtient ainsi les trois points de l'extrados H, D, H′ par lesquels on fait passer un arc de cercle ; le reste comme dans l'anse de panier à 3 centres. Il existe des tables à l'aide desquelles on abrège les calculs relatifs aux anses de panier de 3 à 11 centres ; nous y renvoyons le lecteur.

Remarque. — Nous ne nous étendrons pas davantage sur les voûtes en anses de panier, attendu que l'emploi de l'anse de panier à un grand nombre de centres ne nous paraît pas rationnel. En effet, en multipliant les centres, on arrive à un tracé qui se confond à peu près avec celui de l'ellipse, sans en avoir l'élégance, et qui nécessite des calculs assez compliqués. D'un autre côté, la différence de débouché entre les anses de panier et les voûtes elliptiques est absolument insignifiante dans la pratique.

CHAPES AU-DESSUS DES VOUTES

Il ne suffit pas de satisfaire aux lois de l'équilibre des voûtes, lors de leur construction ; il faut encore assurer la conservation des ouvrages en garantissant les maçonneries contre les infiltrations pernicieuses des eaux, par un revêtement imperméable appelé *chape*, dont l'épaisseur varie, le plus souvent, de $0^m,03$ à $0^m,05$ et peut aller jusqu'à $0^m,10$.

Les chapes ne sont appliquées sur les voûtes qu'après le décintrement et le tassement complet.

1° *Chapes en mortier de ciment de Portland.* — On a soin, avant d'employer le mortier, de dégrader complètement les joints de la maçonnerie et de nettoyer la surface de l'extrados au moyen d'un balai de fil de fer et d'un lavage à grande eau : après avoir épongé cette surface, et avant qu'elle ait perdu toute humidité, on étend la couche de mortier sur l'épaisseur totale qu'elle doit avoir; on la masse fortement et, quand elle a pris assez de consistance pour résister à la pression du doigt, on la lisse à plusieurs reprises avec une truelle, et l'on fait disparaître les gerçures au fur et à mesure qu'elles se manifestent.

Cette opération est reprise après un repos de 12 à 15 heures, puis recommencée autant de fois que cela est utile, pour que la chape se dessèche et durcisse complètement sans laisser de traces de gerçures ou de crevasses.

Il importe, dans l'intervalle de ces opérations, de recouvrir la chape avec des paillassons ou avec du sable sur $0^{m},05$ d'épaisseur, pour la tenir à l'abri des fortes pluies qui la cribleraient ou de l'action du soleil qui la gercerait; on combat, d'ailleurs, une dessiccation trop prompte du mortier par de légers arrosages aussi fréquents qu'on le juge nécessaire.

Enfin, et comme dernière mesure de précaution, avant d'exécuter les remblais, on applique sur la chape bien sèche successivement trois couches de goudron de gaz bouillant pour en colmater les gerçures imperceptibles qui auraient pu se produire, malgré les soins que l'on aurait pris pour rendre le revêtement complètement imperméable. M. l'ingénieur Cléry a fait usage au pont-canal du Guetin (Cher) d'un enduit au goudron végétal contenant un peu d'essence de térébenthine pour en accélérer le séchage. L'expérience démontrera si cette chape est de nature à donner les résultats que l'on en attend.

La peinture noire à base de goudron minéral qu'emploie M. Arnodin, pour préserver de l'oxydation les câbles des ponts suspendus formerait également, à notre avis, un enduit tout à fait imperméable ; cette peinture prend, en effet, la consistance et la dureté d'un bon vernis.

Beaucoup d'ouvrages d'art n'ont dû leur ruine prématurée qu'à une mauvaise chape.

Composition usuelle d'une chape en mortier de ciment de Portland. — Le dosage des matières le plus habituellement employé pour faire les mortiers de ciment destinés aux chapes des voûtes est le suivant :

$0^{mc},56$ de ciment de Portland pesant 1 405^{k} le m. c. = 787^{k}
$0^{mc},84$ de sable pur tamisé pesant 1 900^{k} le m c. = 1 596^{k}

ce qui donne en nombres ronds : 800 kilogrammes de ciment pour 1 600 kilogrammes de sable.

Cependant, en raison de la variabilité du poids des sables que l'on trouve dans les différentes régions de la France, les constructeurs ont admis, pour unifier la composition des chapes, qu'un mortier fait un bon revêtement lorsqu'il contient une partie de ciment pour deux de sable, sans tassement préalable des matières.

2° *Chapes en mortier de chaux grasse et de ciment de tuileaux.* — Les Romains, puis nos ancêtres, jusqu'au jour où M. Vicat fit la découverte des mortiers hydrauliques, employaient pour leurs chapes un mortier composé soit de trois parties de ciment de tuileaux tamisé pour deux parties de chaux grasse, soit d'autant de ciment de tuileaux que de chaux grasse ; ces mélanges leur ont fourni des revêtements solides et d'une imperméabilité parfaite ; aussi, quelques praticiens continuent-ils à en faire exclusivement usage pour les chapes de leurs ouvrages d'art.

3° *Chapes asphaltiques.* — Plusieurs ingénieurs appliquent sur les chapes en mortier de ciment une seconde chape en asphalte de $0^{m},01$ à $0^{m},015$ d'épaisseur comportant l'emploi de 20 kilogrammes à 32 kilogrammes de mastic asphaltique par mètre carré.

Ce mastic est employé, autant que possible, par bandes de $0^{m},75$ à $0^{m},80$ de largeur sur la chape en mortier de ciment préalablement bien séchée ; il est étendu et comprimé d'abord à la spatule, puis serré de nouveau et lissé au frottoir à force de bras ; enfin il est saupoudré de pulvérin de sable chaud pour empêcher le frottoir d'y adhérer.

Les bulles, qui apparaissent au moment où l'on applique le mastic sur la chape, sont crevées avec un petit outil tranchant et les

cavités produites sont soigneusement refermées avant de semer le pulvérin.

La surface est ensuite fortement comprimée avec la masse et la taloche.

Les raccords dans chaque bande et d'une bande à l'autre sont faits avec le plus grand soin et passés au fer chaud, sans brûler la matière. Pour faciliter l'adhérence des bandes entre elles, on doit étendre une couche de mastic chaud sur le bord de la bande contre laquelle on doit souder, afin de la ramollir et de rendre ainsi le raccord plus intime.

Observation. — La question de la conservation des voûtes est tellement importante que l'on fait encore aujourd'hui des essais comparatifs sur les diverses compositions des chapes ; le choix et le dosage des matières constituent, en effet, une opération des plus délicates pour assurer l'imperméabilité parfaite de ces revêtements ; aussi ne doit-on reculer devant aucun sacrifice pour atteindre le but proposé.

APPLICATIONS NUMÉRIQUES

1° *Calcul de l'épaisseur de la clef.*

Plein-cintre. — 1° Calculer l'épaisseur à la clef d'une voûte en plein-cintre, sous charges ordinaires, ayant 8 mètres de rayon (fig. 39) ;

$$\text{(Dejardin)} \quad e = 0{,}30 + 0{,}10\,\mathrm{R} = 0{,}30 + 0{,}80 = 1^{m},10$$

$$\text{(Dupuit)} \quad e = 0{,}20\,\sqrt{\mathrm{A}} = 0{,}20\,\sqrt{16} = 0^{m},80$$

2° Sous une surcharge en terre de hauteur de 10 mètres ;

$$\text{(Dejardin)} \quad e = 0{,}30 + 0{,}10\,\mathrm{R} + 0{,}02\,s = 0{,}30 + 0{,}80 + 0{,}20 = 1^{m},30$$

$$\text{(Dupuit)} \quad e = 0{,}20\,\sqrt{\mathrm{A}} + 0{,}02\,s = 0{,}20\,\sqrt{16} + 0{,}20 = 1^{m},00$$

3° Cette voûte de 8 mètres de rayon supporte un remblai de 2 mètres de hauteur et le poids de deux trains de machines à marchandises ; ses piédroits ont 2 mètres de hauteur.

Pour résoudre ce problème, il faut d'abord chercher approxima-

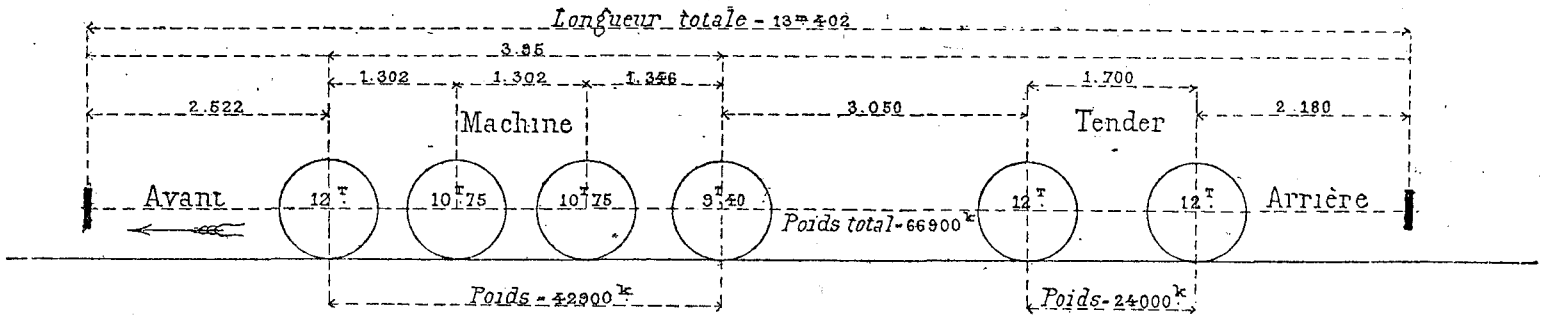

Longueur totale - 13m402
3.95
1.302
1.302
1.346
2.522
Machine
3.050
1.700
Tender
2.180
Avant
12 T
10 T 75
10 T 75
9 T 40
Poids total - 66900 k
12 T
12 T
Arrière
Poids - 42900 k
Poids - 24000 k

Fig. 57.

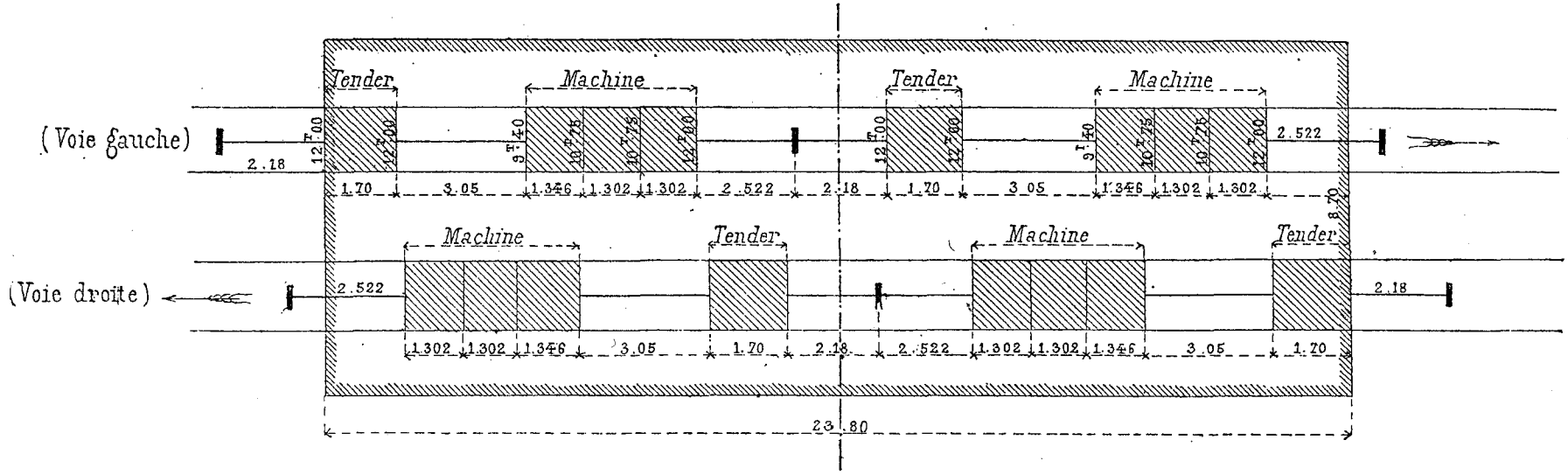

Tender
Machine
Tender
Machine
(Voie gauche)
2.18
2.522
1.70
3.05
1.346
1.302
1.302
2.522
2.18
1.70
3.05
1.346
1.302
1.302
8.70
Machine
Tender
Machine
Tender
(Voie droite)
2.522
2.18
1.302
1.302
1.346
3.05
1.70
2.18
2.522
1.302
1.302
1.346
3.05
1.70
23.80

Fig. 58.

tivement l'épaisseur des culées de cette voûte et la largeur de l'ouvrage pour obtenir la surface sur laquelle agit le poids résultant du stationnement de ces trains de machines ; puis connaître la répartition sur les essieux du poids d'une machine.

Les figures 57-58 donnent cette répartition (type Engerth du Nord).

Supposons que le pont considéré ait 8 mètres de largeur libre avec parapets de $0^m,35$ de largeur, de chaque côté, ce qui donne entre les têtes $8^m,70$ et que l'épaisseur des culées soit d'environ $3^m,90$ pour une hauteur de 2 mètres ; la section transversale de l'ouvrage, c'est-à-dire sa longueur suivant l'axe de la voie, sera de :

$$16^m,00 + 3,90 \times 2 = 23^m,80$$

et sa surface en plan de :

$$8,70 \times 23,80 = 207^{mq}, \text{ en nombre rond.}$$

Il tiendra sur le pont, comme on le voit (fig. 58), quatre machines munies de leurs tenders, soit un poids total de $64^T,90 = 4 = 267^T,6$. Ce poids uniformément réparti sur l'extrados de la voûte sera de :

$$\frac{267^T,60}{207} = 1\,326^k \text{ par mètre carré.}$$

Sachant qu'un mètre cube de terre pèse 1 600 kilogrammes en moyenne, la hauteur de cette surcharge réduite en terre sera représentée par le quotient de :

$$\frac{1\,326^k}{1\,600} = 0^m,78 \text{ environ ;}$$

nous ajouterons cette hauteur $0^m,78$ aux 2 mètres de remblai qui surmontent le pont et la formule qui donne l'épaisseur à la clef prend la forme :

$$\text{(Dejardin)} \quad e = 0,30 + 0,80 + 0,02 \times 2,78 = 1^m,15$$

$$\text{(Dupuit)} \quad e = 0,20\sqrt{16} + 0,02 \times 2,78 = 0^m,85$$

Les valeurs comparées des épaisseurs à la clef calculées par la formule de Dejardin et par celle de Dupuit font voir que cette der-

nière permet d'obtenir un profil de voûte présentant le minimum de maçonnerie et, par suite, de décharger considérablement le joint de rupture. Comme c'est sur ce joint que la pression tend à se concentrer près de l'arête, il s'ensuit que tout ce qui augmente inutilement le poids de la voûte nuit à sa solidité.

D'un autre côté, c'est à la clef que la question d'épaisseur a le plus d'importance, parce que de la dimension verticale de la construction peuvent naître de grandes sujétions qui occasionnent de très grandes dépenses sans rapport avec l'augmentation du volume de la maçonnerie. Qu'on donne à la clef $1^m,30$ au lieu de 1 mètre d'épaisseur, cela n'aura pas d'influence sur l'estimation de la dépense de l'ouvrage lui-même ; mais il peut en résulter des conséquences graves sous beaucoup de rapports.

Ainsi, l'on pourra être obligé d'augmenter la pente aux abords des ponts, d'enterrer des maisons, de ne pas laisser une hauteur suffisante pour la navigation ; l'épaisseur à la clef est donc une question capitale dans la construction d'un pont en maçonnerie. Mieux vaut recourir à l'emploi de matériaux durs pour pouvoir diminuer l'épaisseur à la clef, que de nuire aux propriétés riveraines.

2° *Calcul de l'épaisseur des culées.*

4° Calculer l'épaisseur des culées d'une voûte de 8 mètres de rayon, sous charges ordinaires ayant 2 mètres de hauteur de piédroit. (On entend, par charges ordinaires, le poids de remblai et du pavage qui surmontent généralement les voûtes sur une hauteur de $0^m,60$.) (Fig. 39.)

L'épaisseur à la clef

$$\text{(Dejardin)} \qquad e = 0{,}30 + 0{,}80 = 1^m,10$$

L'épaisseur de la culée

$$\text{(Léveillé)} \qquad E = \left(0{,}60 + 0{,}162 \times 16\right) \sqrt{\frac{2 + 0{,}25 \times 16}{11{,}70} \times \frac{0{,}865 \times 16}{0{,}25 \times 16 + 1{,}10}}$$

formule où :

$$h = 2{,}00 \; ; \; H = 2{,}00 + 8{,}00 + 1{,}10 + 0{,}60 = 11^m,70 \; ; \; d = 8 \times 2 = 16^m.$$

Faisons les calculs partiels :

$$0{,}60 + 0{,}162 \times 16 = 0{,}60 + 2{,}592 = 3{,}192$$

$$\frac{2 + 0{,}25 \times 16}{11{,}70} = \frac{6{,}00}{11{,}70} = 0{,}513$$

$$\frac{0{,}865 \times 16}{0{,}25 \times 16 + 1{,}10} = \frac{13{,}84}{5{,}10} = 2{,}713$$

le radical devient donc :

$$\sqrt{0{,}513 \times 2{,}713} = 1^{m},180$$

Multiplions 3,192 par 1,180 et le produit donnera la valeur de E, soit :

$$3{,}192 \times 1{,}180 = 3^{m},77 \text{ ou } 3^{m},80 \text{ en nombre rond.}$$

5° Calculons maintenant cette épaisseur par la formule de Lesguillier,

$$\text{(Lesguillier)} \quad E = \sqrt{D}\left(0{,}60 + 0{,}04\,H\right)$$

où D représente l'ouverture = 16 mètres
et H la hauteur du piédroit = 2 mètres.

Remplaçons les lettres par leurs valeurs :

$$E = \sqrt{16}\left(0{,}60 + 0{,}04 \times 2\right) = 4 \times 0{,}68 = 2^{m},72 \text{ ou } 2^{m},75 \text{ en nombre rond.}$$

L'épaisseur qui résulte de l'emploi de cette formule semble indiquer que M. Lesguillier a eu l'intention de chercher l'épaisseur des culées pour des voûtes construites avec des matériaux durs et résistants ; la dimension $2^{m},75$ s'éloigne, en effet, des résultats que fournit la formule de Léveillé.

6° La formule de M. Edmond Roy

$$\text{(Roy)} \quad E = 0{,}20 + 0{,}30\left(R + 2e\right)$$

donne en remplaçant les lettres par leurs valeurs :

$$E = 0{,}20 + 0{,}30\left(8{,}00 + 2{,}20\right) = 3^{m},26$$

Cette valeur est une moyenne entre celles que fournissent les formules de Léveillé et de Lesguillier, en effet :

$$\frac{3{,}80 + 2^{m},75}{2} = 3^{m},27 \text{ ou } 3^{m},30 \text{ en nombre rond.}$$

La formule de M. Roy satisfait donc bien aux besoins ordinaires de la pratique; elle a, de plus, le mérite d'être excessivement simple.

7° La formule de Durand-Claye

$$E = \left(0{,}80 + 0{,}10\ H\right)\left(0{,}50 + 0{,}20\ D\right)$$

donnerait :

$$E = \left(0{,}80 + 0{,}10 \times 2{,}00\right)\left(0{,}50 + 0{,}20 \times 16{,}00\right) = 3^{m},70$$

8° Calculer l'épaisseur des culées d'une voûte de 8 mètres de rayon supportant une charge de 10 mètres de hauteur de terre et ayant 2 mètres de piédroit (formule russe).

L'épaisseur à la clef :

$$e = 0{,}30 + 0{,}80 + 0{,}02 \times 10 = 1^{m},30\ ;$$

L'épaisseur des culées :

$$E = 0{,}305 + \frac{16}{8}\left(\frac{3 \times 16 - 8}{16 + 8}\right) + \frac{2}{6} + \frac{10}{12};$$

formule dans laquelle on a remplacé les lettres par leurs valeurs, savoir :

d, ouverture = 16 mètres

f, montée = 8 mètres = R

s, surcharge = 10 mètres.

Faisons les calculs partiels :

$$\frac{16}{8} = 2{,}00\ ;\ \frac{3 \times 16 - 8}{16 + 8} = \frac{40}{24} = 1{,}667\ ;\ \frac{2}{6} = 0{,}333\ ;\ \frac{10}{12} = 0{,}833$$

par suite :

$$E = 0{,}305 + 2{,}00 \times 1{,}667 + 0{,}333 + 0{,}833 = 4{,}805 \text{ ou } 4^{m},80 \text{ en nombre rond.}$$

MÉLANGES

Vérification des épaisseurs à la clef des voûtes, données par les formules empiriques. — Bien que les formules empiriques soient journellement employées par les constructeurs, il est bon, néanmoins, de vérifier si les épaisseurs qu'elles donnent sont suffisantes pour résister convenablement à l'écrasement, surtout lorsqu'une voûte doit supporter des charges exceptionnelles.

Dans ce cas, on peut prendre pour guide la formule de Navier :

$$\text{(Navier)} \quad T = \rho F$$

dans laquelle T est la pression que les voussoirs successifs se transmettent normalement à leurs joints ; F le poids appliqué sur un mètre carré de l'extrados de la voûte ;

ρ, le rayon de courbure de l'intrados au point considéré ; ce rayon est celui du plein-cintre qui compose l'intrados.

Prenons pour exemple la voûte de 8 mètres de rayon supportant un remblai de 10 mètres de hauteur et ayant 2 mètres de piédroit (P. 172; Art. 8) :

Supposons que le remblai soit fait avec de la terre pesant 1 600 kilogrammes le mètre cube ; nous ne voulons pas que la pierre des voussoirs travaille à plus de 10 kilogrammes par centimètre carré, parce qu'elle s'écrase sous une charge de 100 kilogrammes.

Dans ces conditions :

$$\rho = 8^{m},00 \; ; \; F = 1\,600^{k} \times 10 = 16\,000^{k} \; ;$$

d'où

$$T = 16\,000^{k} \times 8 = 128\,000^{k}$$

C'est la pression que doit supporter un mètre courant de joints de voussoirs ; si x est l'épaisseur de la voûte, un mètre de joint comprend pour une tranche de voûte de 1 mètre d'épaisseur $x \times 100$ centimètres carrés, et l'on doit avoir l'équation :

$$\frac{128\,000}{100\,x} = 10^{k} \text{ ; d'où } x = \frac{128\,000}{1\,000} = 128 \text{ centimètres.}$$

Soit $1^m,28$ en prenant le mètre pour unité de longueur.

En rapprochant ce résultat de celui que donnerait la formule de Dejardin modifiée ;

$$e = 0,30 + 0,10\,R + 0,02\,s = 1^m,10 + 0,20 = 1^m,30$$

on voit que cette formule satisfait bien aux conditions requises.

Si la hauteur du remblai ou la surcharge venait à doubler, x doublerait aussi et prendrait la valeur $1^m,18 \times 2$ mètres $= 2^m,56$.

Observation. — Lorsqu'on n'a pas à sa disposition d'expériences bien précises sur la résistance de la pierre qu'on emploie, il convient de limiter à 5 ou 6 kilogrammes par centimètre carré le poids à faire supporter aux voussoirs de la voûte.

Profil d'extrados donné par Rondelet. — Après avoir calculé l'épaisseur ED de la voûte par la formule que l'on a cru devoir adopter pour un plein-cintre, on mène par la naissance A une verticale indéfinie AG (fig. 59) ; on porte sur le rayon OD prolongé au-dessous du centre O la distance OV égale à la moitié du rayon d'intrados, puis du point V, comme centre, avec VE pour rayon, on trace un arc de cercle qui ira couper en N la verticale AG ; l'arc circulaire NE sera le profil de l'extrados.

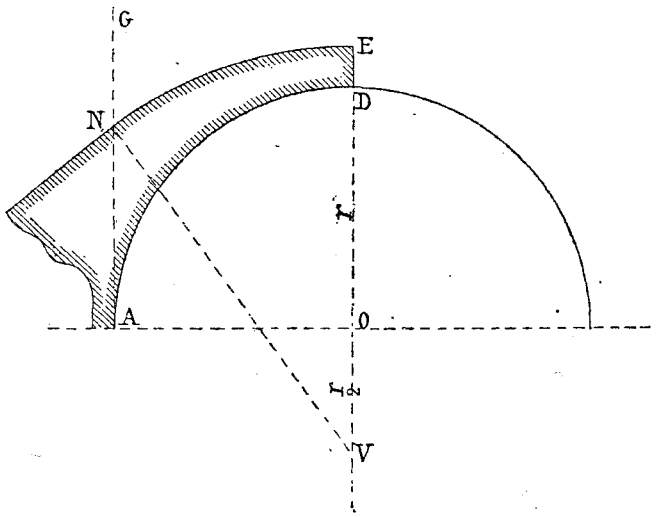


Fig. 59.

Cette règle, ainsi qu'il est aisé de le reconnaître, a l'inconvénient d'augmenter, sans profit pour la stabilité, le volume de la voûte et de la culée. Mais parmi les profils de voûtes qui s'exécutent communément et qui sont déterminés par simple routine, le profil de Rondelet, adopté par un grand nombre d'architectes, nous paraîtrait encore satisfaire le mieux aux conditions de l'équilibre pra-

tique. Le reste s'achève comme il a été dit pour les voûtes en plein-cintre.

Surface du profil vertical et poids d'une voûte. — Le poids d'une voûte étant égal à son volume multiplié par la densité de la maçonnerie, et son volume, à la surface de son profil vertical multipliée par sa longueur, on a dans un grand nombre de cas à déterminer la surface de ce profil.

La surface du profil vertical ABDC (fig. 60) d'une voûte à intra-

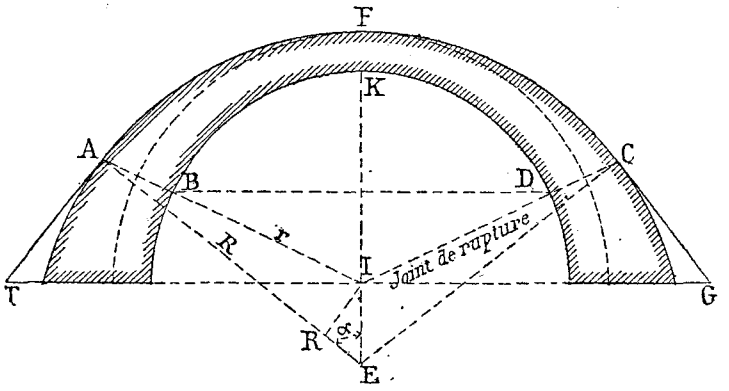


Fig. 60.

dos et extrados circulaires s'obtient en retranchant de la surface EAC du secteur d'extrados la surface IBKD du secteur d'intrados, plus deux fois la surface du triangle AEI qui a pour base AE = R et pour hauteur IH = IE sin. α = [R — (r + e)] sin. α, α étant l'angle AEI, c'est-à-dire la moitié de l'angle au centre correspondant à l'arc d'extrados AC.

Quand les deux arcs d'intrados et d'extrados sont concentriques, le triangle AEI est nul et la surface du profil de la voûte est la différence des deux secteurs; ainsi l'on a :

$$S = R \times \frac{A}{2} - r \times \frac{a}{2}$$

S étant la surface du profil de la voûte,
R et r les rayons de l'extrados et de l'intrados ;
A et a les longueurs des arcs d'extrados et de l'intrados.

Désignant par e l'épaisseur R — r de la voûte, on a aussi :

$$S = e \frac{A + a}{2}$$

Ainsi, pour le cas d'arcs concentriques, la surface du profil est égale à l'épaisseur de la voûte multipliée par la demi-somme des arcs d'extrados et d'intrados.

Pour les voûtes en plein-cintre extradossées parallèlement, les opérations précédentes reviennent à retrancher le 1/2 cercle d'intrados du 1/2 cercle d'extrados.

Si l'arc d'extrados n'est pas concentrique à celui d'intrados, on retranche le demi-cercle d'intrados du secteur engendré par l'arc d'extrados ou de la surface limitée par la ligne polygonale TAFCG, dans le cas où l'on mène les tangentes AT et CG à l'extrados.

PROCÉDÉS GRAPHIQUES POUR CALCULER LA SURFACE DU PROFIL D'UNE VOUTE EN VUE DU TRACÉ DE LA COURBE DES PRESSIONS

1^er^ *Procédé.* — On trace sur l'épure même de la voûte (fig. 61), ou au moins sur un dessin à grande échelle, des parallèles uniformément espacées d'une quantité e, en menant l'une de ces parallèles par l'angle G′ et en prenant l'intervalle e assez petit pour que les arcs de courbes interceptés se confondent sensiblement avec des lignes droites : on ajoute les longueurs de toutes les parallèles comprises dans la partie DCLG′, on retranche de la somme obtenue la moitié de la somme des deux ordonnées extrêmes CD, LG′, et le résultat, multiplié par l'intervalle constant e donne la surface de la portion DCLG′, à laquelle ajoutant la surface de la partie triangulaire LG′H, on aura la surface DCG′H du profil de la voûte jusqu'au joint à 30°. Si la courbe HL peut être considérée comme une droite, multipliant la moitié de LG′ par la perpendiculaire e' abaissée de H sur LG′, le produit est la surface du triangle HG′L : s'il n'en était pas ainsi, on mènerait perpendiculairement à la ligne LG′ des lignes de division également espacées à partir du pied de la hauteur e' du triangle (9) et on évaluerait la surface HG′L en opérant comme ci-dessus. Enfin on ajouterait à la surface totale DCG′H les autres surfaces partielles (10 à 15) et l'on obtiendrait la surface de la 1/2 voûte DCAA′.

Ce mode d'évaluation de la surface du profil d'une 1/2 voûte n'est pas aussi commode que le deuxième procédé que nous allons

décrire pour tracer une courbe des pressions, car il ne permet pas

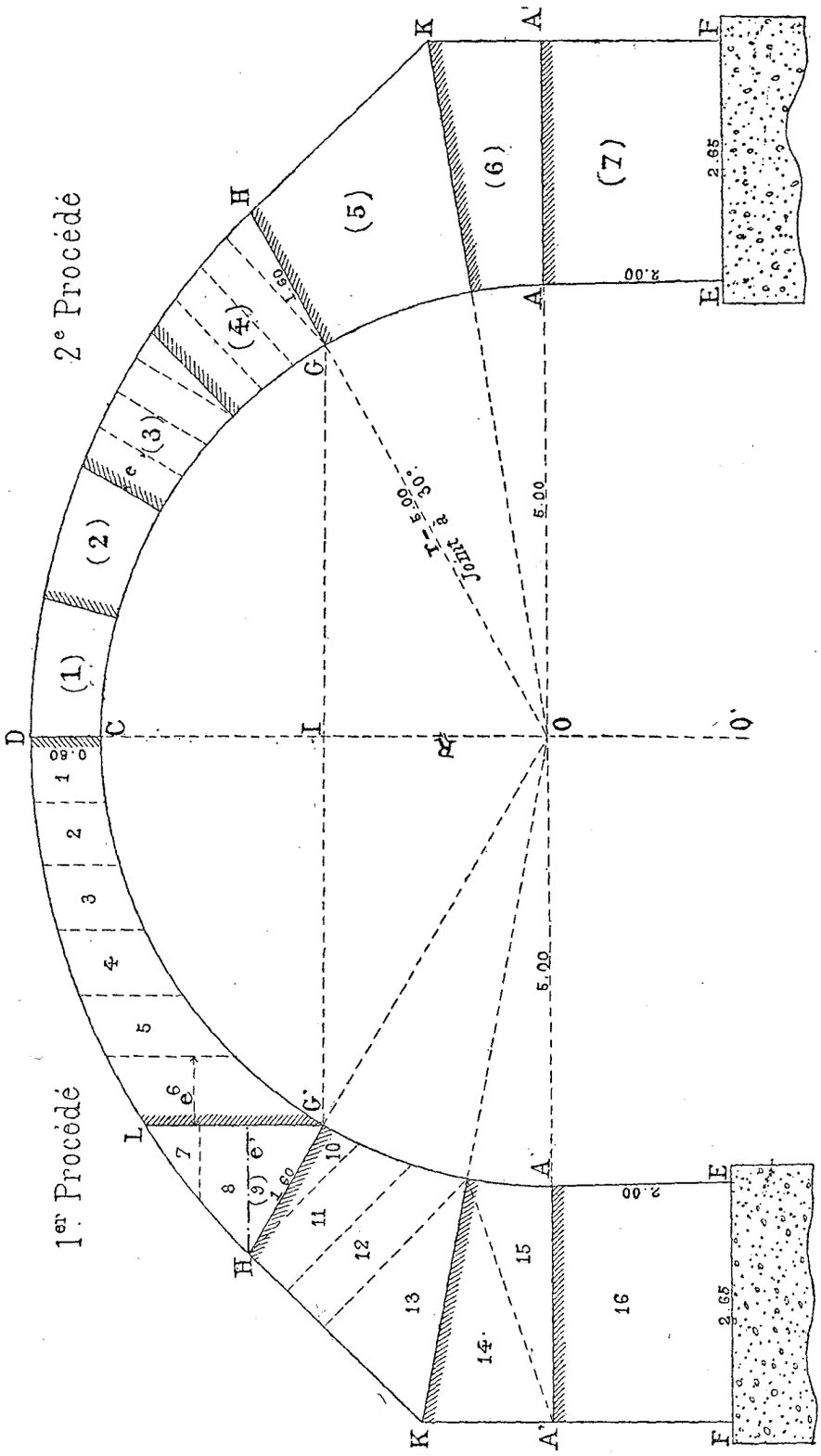


Fig. 61.

de voir comment se comporte cette courbe par rapport aux joints réels des assises composant cette demi-voûte.

2e *Procédé.* — On trace, comme précédemment, sur l'épure même de la voûte (fig. 61) ou sur un dessin à grande échelle, des parallèles à l'un des joints des voussoirs partiels qui composent la 1/2 voûte, soit le joint supérieur, en les espaçant uniformément et en prenant un intervalle *e* assez petit pour que les arcs de la courbe d'intrados et de la courbe d'extrados interceptés se confondent sensiblement avec des lignes droites et de manière à obtenir un triangle final déterminé par la dernière parallèle et le joint inférieur du voussoir. On calcule les surfaces partielles

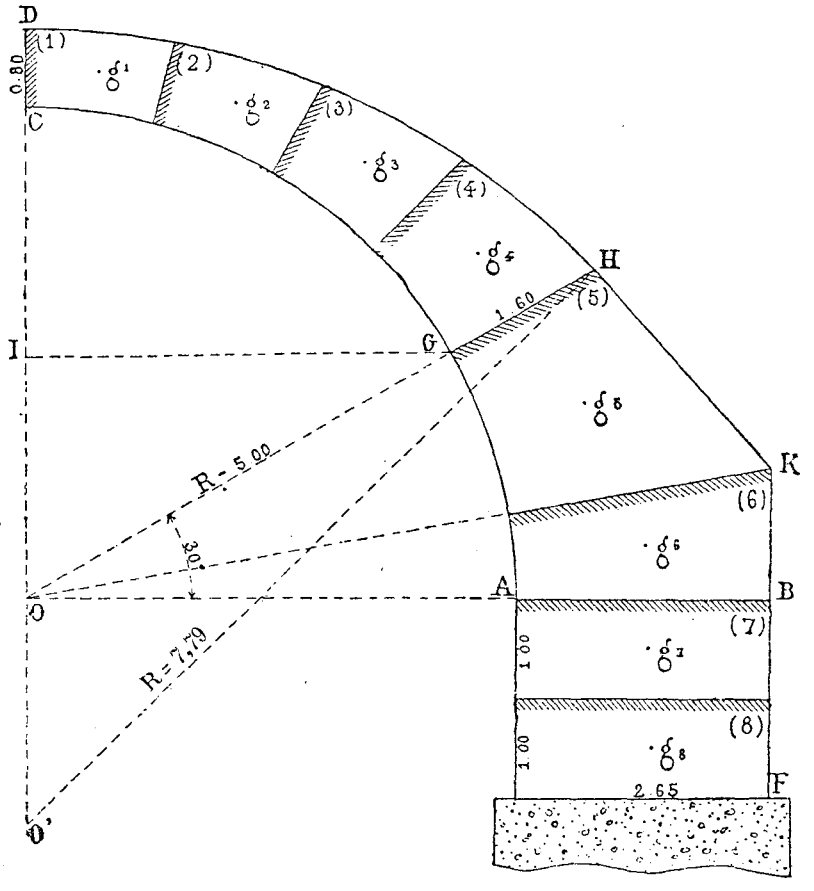


Fig. 62.

ainsi décomposées ; on en fait la somme pour chaque voussoir partiel, ce qui donne la surface totale de chacun d'eux et permet de chercher facilement les centres de gravité de ces divers voussoirs.

DÉTERMINATION EXPÉRIMENTALE DES CENTRES DE GRAVITÉ DES VOUSSOIRS ET DES PIÉDROITS DES VOUTES. — *Voûtes sans surcharges.*

— Après avoir tracé (fig. 62) le demi-profil d'une voûte par les procédés indiqués plus haut, on le divise en quatre voussoirs, par exemple, interceptant sur l'arc d'intrados des longueurs égales entre la clef et le joint à 30° ; on numérote chacun de ces voussoirs pour abréger le discours ; puis, on partage la culée en deux massifs, savoir : le n° 5 compris entre le joint à 30° et le rayon OK aboutissant à l'extrémité de la tangente HK, et le n° 6 compris entre ce rayon OK et l'horizontale OB passant par les naissances ; enfin, le piédroit de forme rectangulaire et ayant 2 mètres de hauteur dans la figure 62 sera divisé en deux massifs égaux portant les n^{os} 7 et 8.

Cela fait, il s'agit de chercher le centre de gravité de chaque voussoir ou massif partiel.

Comme la détermination de la position des centres de gravité des voussoirs nécessite des calculs, en général, fort longs, on peu se contenter, lorsqu'il s'agit d'un travail de vérification des dimensions adoptées pour un pont, du procédé suivant pour déterminer approximativement la position des centres de gravité.

On trace à une grande échelle, soit à 1/20, le demi-profil de la voûte sur une feuille de carton bien homogène et l'on y reporte les divisions adoptées ci-dessus ; puis, l'on conserve sur une feuille de papier spéciale le gabarit ou contour de la demi-voûte considérée, avec sa décomposition en massifs partiels.

Après cela, on découpe le voussoir n° 1 dont on cherche ainsi le centre de gravité : on le suspend par un fil en un point quelconque *a ;* on trace sur la surface le prolongement du fil ou la verticale *aa'* passant par le point *a*, et cette verticale contient le centre de gravité cherché (fig. 63). On suspend ensuite le voussoir en un autre point *b ;* la nouvelle verticale *bb'* que détermine le fil, vient rencontrer la première *aa'* au point G qui est le centre de gravité du voussoir.

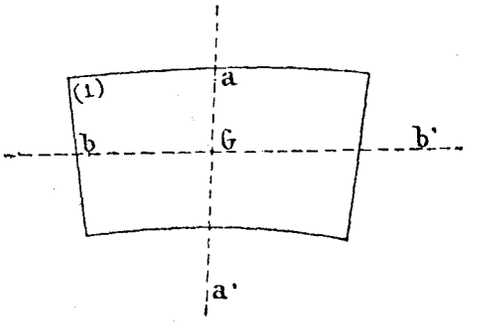


Fig. 63.

Pour que l'intersection des verticales soit aussi bien déterminée que possible, il convient de choisir les points de suspension *a* et *b*

de façon que ces verticales se rencontrent sous un angle différant très peu d'un angle droit; on arrive à ce résultat en prenant le voussoir entre le pouce et l'index et en le laissant osciller librement; il prend alors diverses positions dont on choisit la plus convenable pour l'intersection des verticales suivant un angle à peu près droit.

Cela fait, on reporte le voussoir n° 1 sur la feuille de dessin ; on en fait coïncider le contour avec celui de ce dessin et au moyen d'une aiguille on pique le point G qui se trouve ainsi reproduit sur la feuille spéciale.

Il est bon, auparavant, de vérifier si le point G est bien dans la position du centre de gravité; pour cela, on suspend le voussoir en ce point et si l'opération ci-dessus a été bien conduite, la surface du voussoir doit se tenir parfaitement horizontale ; dans le cas contraire, c'est-à-dire si cette surface penche, soit à gauche, soit à droite, ou autrement, on recommence la détermination du point G, en prenant d'autres points de suspension ; puis on vérifie, à nouveau, le centre de gravité ; après quelques tâtonnements on parviendra à fixer le point G d'une manière convenable.

On opérera de même pour toutes les autres surfaces partielles et l'on aura ainsi tous les centres de gravité cherchés.

Quant aux surfaces rectangulaires des piédroits, on déterminera leurs centres de gravité en menant les deux diagonales de chaque rectangle dont le point d'intersection sera le point G.

Par cette méthode on opère très rapidement et avec une exactitude bien suffisante dans la pratique, ainsi que nous avons eu l'occasion de le vérifier souvent ; d'ailleurs la recherche mathématique des centres de gravité des massifs de maçonnerie est subordonnée à des considérations théoriques qu'on est loin de rencontrer en fait, car il est impossible d'obtenir des massifs d'une homogénéité parfaite, ce qui vicie, dès lors, les longs calculs que l'on est obligé de faire en pareil cas.

Voûtes avec surcharges. — Reprenons la même voûte que la précédente, surmontée d'une surcharge en terre de 2 mètres de hauteur au-dessus de l'extrados à la clef (fig. 64).

On partage en tranches verticales le massif de surcharge en

menant par les points d'intersection des voussoirs partiels avec la courbe d'extrados, des ordonnées telles que *ab*, *cd*, etc... jusqu'à leur rencontre avec la face supérieure AB du massif de surcharge, puis on considère chaque figure partielle comme étant un trapèze :

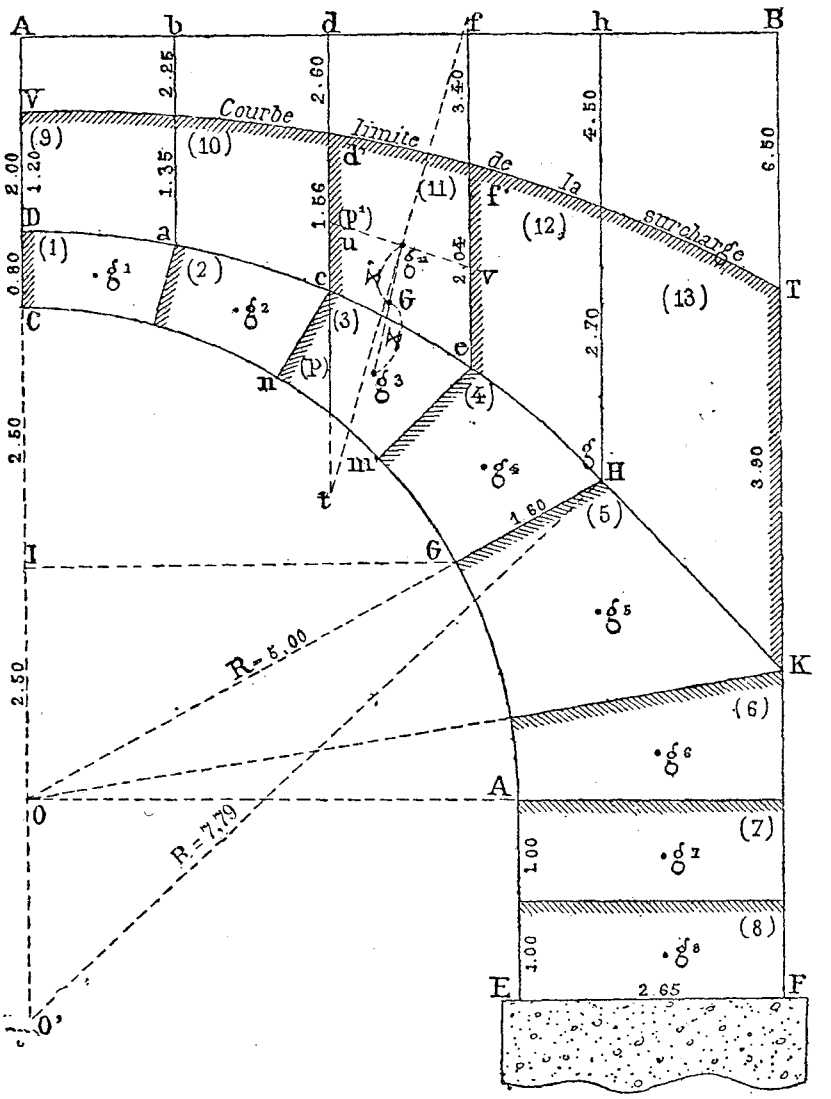


Fig. 64.

cette supposition n'entraîne pas d'erreur sensible dans la pratique. On relève graphiquement les longueurs des bases dans chacun des trapèzes formant le massif en terre ; puis on les ramène à représenter des bases de trapèzes composant un massif en maçonnerie de même densité que la voûte, en cherchant le quotient de 1 500 kilogrammes densité d'un mètre cube de terre par 2 500 kilogrammes densité d'un mètre cube de maçonnerie, ce qui donne 0,60 ;

on multiplie par ce coefficient chacune des bases et l'on porte, à partir de l'extrados, la longueur réduite de ces bases; on obtient ainsi la courbe TV qui limite la surcharge en maçonnerie et l'on admet que chaque voussoir supporte la portion de surcharge qui s'élève verticalement au-dessus de sa surface d'extrados; ainsi le voussoir (3) est supposé porter la charge $cd'f'e$ de même densité que lui.

On cherche directement le centre de gravité de chaque voussoir augmenté de sa surcharge propre; si l'on considère encore le voussoir (3), le patron à découper sera limité par le contour polygonal $ncd'f'em$.

Quelquefois, il arrive qu'on a cherché les centres de gravité des voussoirs sans leurs surcharges; il ne reste plus alors qu'à déterminer ceux des massifs de surcharges pour les combiner avec les centres de gravité des voussoirs et connaître le centre de gravité de chaque voussoir augmenté de sa propre charge.

En pareil cas, voici comment on procède après avoir numéroté les trapèzes de surcharge :

Soit le trapèze ^{11} dont on veut le centre de gravité; on prolonge vers le haut la base ef' d'une longueur $f'o$ égale à la base supérieure cd' et cette base elle-même vers le bas, d'une longueur ct égale à la base inférieure ef'; on mène la ligne ot qui joint les extrémités de ces deux prolongements, puis la ligne uv qui passe par les milieux des bases du trapèze; ces deux lignes se coupent au point g^{11} qui est le centre de gravité cherché.

On opère de même pour déterminer les autres centres de gravité.

On combine ensuite le centre de gravité de ce trapèze avec celui du voussoir (3) de la manière suivante : on joint par la droite g^3g^{11} les deux centres de gravité, on fait les surfaces p et p' du voussoir et du trapèze correspondant ou mieux les poids des systèmes accolés, et on divise la ligne g^3g^{11} en parties inversement proportionnelles aux surfaces p et p'. Si l'on désigne par G le centre de gravité cherché et par x, x' ses distances aux centres de gravité partiels g^3 et g^{11}, on aura l'équation :

$$\frac{p+p'}{p'} = \frac{g^3\,g^{11}}{x};$$

D'où

$$x = \frac{g^3 g^{11} \times p'}{p + p'}$$

valeur que l'on portera à partir du centre de gravité g^3 du trapèze, ce qui donnera le point G.

On vérifiera la position de ce centre de gravité par l'opération inverse, c'est-à-dire en posant :

$$\frac{p + p'}{p} = \frac{g^3 g^{11}}{x'};$$

d'où :

$$x' = \frac{g^3 g^{11} \times p}{p + p'},$$

valeur que l'on reportera sur la figure à partir du centre de gravité g^{11} du voussoir et qui devra retomber sur le point G.

Nous ferons remarquer qu'on aurait fort bien pu chercher expérimentalement le centre de gravité du trapèze pour le combiner avec celui du voussoir.

2° MÉTHODE DE LA COURBE DES PRESSIONS

POUSSÉE DES VOUTES

On appelle *Poussée des voûtes* l'effort horizontal que les voûtes exercent de dedans en dehors sur leurs piédroits. Par extension, on désigne sous le nom de Poussée des voûtes la théorie même de l'équilibre et de la stabilité des voûtes.

Lorsqu'une voûte en berceau vient à se rompre, on remarque le plus ordinairement les effets représentés par la figure 65 ; c'est-à-dire qu'elle s'ouvre à la clef du côté de l'intrados, vers les reins du côté de l'extrados et aux naissances du côté de l'intrados encore. Elle se partage en 4 parties M, M′, N, N′. Les deux premières s'abaissent en tournant autour des points B et B′, tandis que les deux dernières se renversent à l'extérieur en tournant autour des points C et C′ situés vers les naissances de la voûte.

Les piédroits, s'ils ne sont pas suffisamment résistants, peuvent être renversés aussi eux-mêmes en faisant corps avec les parties inférieures N et N′ de la voûte ; dans ce cas, la rotation se fait

autour de l'arête extérieure de la base des piédroits aux points D et D′.

Il peut arriver aussi que les piédroits glissent horizontalement

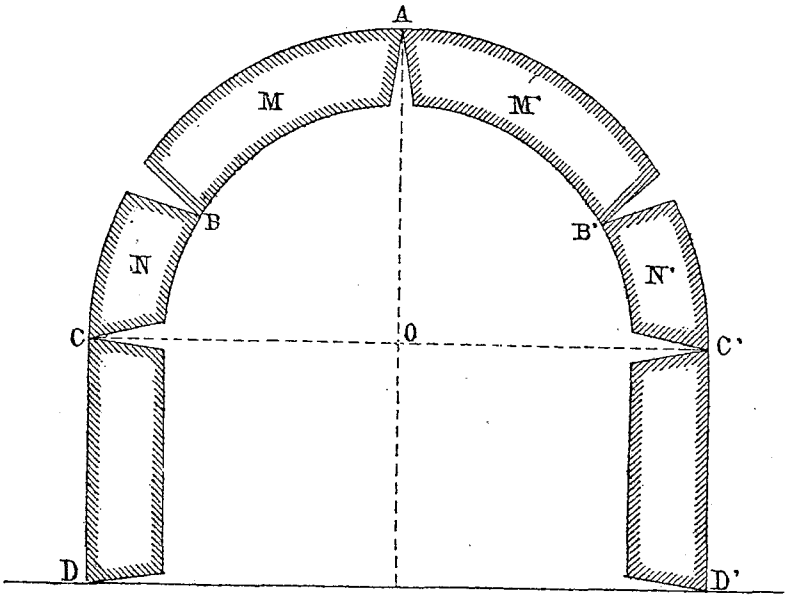


Fig. 65.

sur leur base au lieu de se renverser en tournant autour d'une arête de cette base.

Dans des cas plus rares, on observe un effet inverse du précédent et qui est représenté par la figure 66 : la voûte s'ouvre à la clef du côté de l'extrados, aux reins du côté de l'intrados et aux naissances du côté de l'extrados ; dans ce cas, les deux parties supérieures M et M′ se soulèvent en tournant autour des points B et B′, et les parties inférieures N et N′ se renversent à l'intérieur en tournant autour des points C et C′.

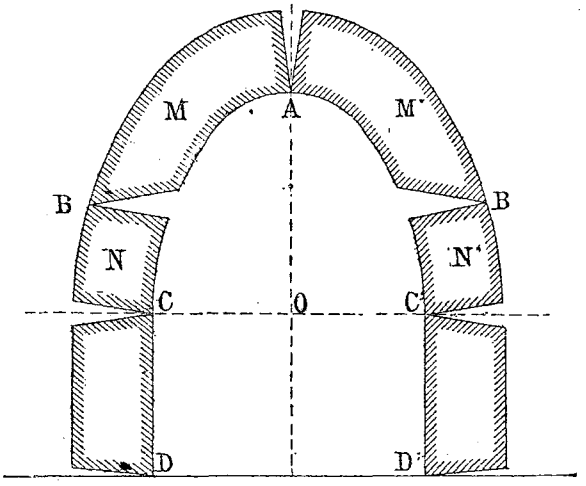


Fig. 66.

Si les piédroits ne sont pas suffisamment résistants, ils peuvent être renversés en faisant corps avec les parties inférieures N et N′

de la voûte ; alors ils tournent autour de leurs arêtes intérieures D′ et D.

Ce mode de rupture est fort rare et ne se manifeste que dans des voûtes minces, surélevées et très chargées vers les reins ; et c'est pour éviter cet effet qu'on fait usage des clefs pendantes, destinées à augmenter la charge de la voûte à la partie supérieure, en même temps qu'elles servent d'ornement, comme on le voit dans les églises gothiques.

Pour l'équilibre d'une voûte, il faut qu'aucun des effets signalés ci-dessus ne puisse se produire ; et la théorie de la poussée des voûtes a pour objet de rechercher à quels signes on peut reconnaître, à l'avance, que ces effets ne se produiront pas. Remarquons d'abord que la voûte étant symétrique par rapport au plan vertical qui contient la génératrice de l'extrados et de l'intrados projetée en A (fig. 65, 66), on peut supprimer une des moitiés de la voûte, en remplaçant la partie supprimée par la réaction qu'elle exerce sur la partie conservée. Cette réaction est nécessairement horizontale et perpendiculaire aux génératrices de la voûte. Supposons, en effet, que les figures (65, 66) représentent une section droite de la voûte, faite par le milieu de sa longueur ; l'action mutuelle des deux parties de la voûte pourra être regardée comme s'exerçant au point A ; or, en vertu du principe d'égalité entre l'action et la réaction, les pressions exercées en A pourront être regardées comme égales et opposées ; et, comme elles sont symétriques par rapport à la verticale du point A, elles ne peuvent être qu'horizontales et situées dans le plan de la figure.

La réaction de la partie de voûte supprimée sur celle qui est conservée s'appelle *Poussée horizontale*.

La théorie des voûtes a reçu de M. Méry, ingénieur des ponts et chaussées, un perfectionnement des plus importants. M. Méry est l'auteur d'une méthode géométrique exclusivement suivie aujourd'hui et connue sous le nom de *Méthode de la courbe des pressions*. C'est une sorte de traduction graphique, d'une clarté parfaite, des diverses opérations que l'on a à faire pour vérifier l'équilibre des voûtes. Cette méthode se prête à la résolution de tous les problèmes que l'on peut se proposer sur les voûtes.

Exposé de la méthode de Méry. — Proposons-nous de chercher les efforts auxquels les matériaux sont soumis dans une voûte en berceau, droite à axe horizontal, sous l'action de forces déterminées de grandeur et de direction et également réparties sur la longueur de la voûte (fig. 67).

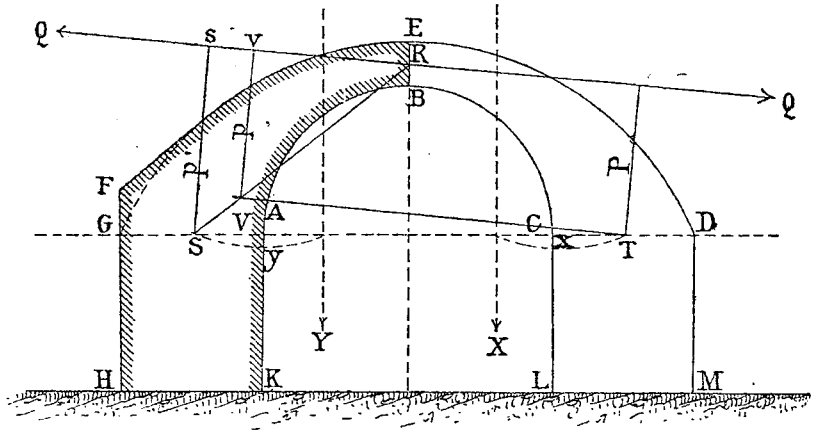


Fig. 67.

Coupons-la par deux plans parallèles aux têtes et écartés l'un de l'autre de l'unité de longueur et cherchons les conditions d'équilibre et de résistance de ce fragment.

Soient ABCLMDEFGHKA le profil de la voûte et de ses piédroits ;

ABC est l'intrados ;

A et C sont les naissances ;

FED est l'extrados ;

Le point le plus haut B de l'intrados est la clef.

Le premier problème qu'on doit se poser consiste à déterminer en grandeur et direction la poussée à la clef ou la réaction mutuelle des deux parties de voûte qui se touchent suivant le plan BE. Ce problème est indéterminé tant qu'on ne tient pas compte des déformations de la matière ; pour le résoudre, il est nécessaire de faire des hypothèses sur les points d'application des réactions des diverses parties de la voûte dans trois joints différents. Supposons, par exemple, que l'on admette que la poussée à la clef est appliquée au point R et que les réactions des naissances soient appliquées en S et en T ; je dis que la poussée en R, ou la réaction

mutuelle des deux portions de voûtes séparées par le joint BE, s'en déduit immédiatement.

Soit X la résultante des actions exercées sur la portion de voûte BEDC et du poids propre de cette portion de voûte ; Y la résultante des actions exercées sur l'autre portion BEFGA et du poids de cette portion ; ces forces étant connues de position et d'intensité, appelons x la distance de X au point T et y la distance de Y au point S ; appelons Q la poussée à la clef, p la distance de Q au point T, p' la distance de la force Q au point S : nous aurons pour l'équilibre, en appliquant le théorème des moments à chaque demi-voûte, par rapport au point S et T :

$$Qp = Xx \text{ et } Qp' = Yy$$

Entre ces deux équations, éliminons Q par la division, il vient :

$$\frac{p}{p'} = \frac{Xx}{Yy}.$$

La direction QQ est donc donnée par le rapport de ses distances à deux points fixes S et T.

Menons la droite SR et prenons sur cette droite un point V tel qu'on ait la proportion :

$$\frac{RV}{RS} = \frac{Xx}{Yy};$$

puis des points S et V abaissons sur la direction R Q des perpendiculaires Ss et Vv ; nous aurons :

$$\frac{Vv}{Ss} = \frac{RV}{RS} = \frac{Xx}{Yy} = \frac{p}{p'};$$

mais

$$Ss = p', \text{ donc } Vv = p,$$

et, par suite, la droite Q Q est à égale distance des points T et V ou bien est parallèle à la droite T V.

La distance p étant connue, on a :

$$Q = \frac{Xx}{p}.$$

Cette construction donne donc la poussée en grandeur et direc-

tion, pourvu que l'on connaisse la position des points R, S et T.

En général, les voûtes sont symétriques par rapport au plan de joint à la clef et symétriquement chargées ; alors

$$Xx = Yy$$

le point T et le point S étant pris semblablement sur les joints des naissances et la poussée Q est horizontale. Dans ce cas, ainsi que nous l'avons déjà dit, l'étude d'une demi-voûte suffit en remplaçant la demi-voûte supprimée par sa réaction sur celle qui est conservée.

La position des points R et S reste arbitraire : les constructeurs admettent ordinairement que l'on doit prendre pour R le 1/3 supérieur du joint à la clef et pour S le milieu du joint aux naissances.

Connaissant Q, on n'a qu'à composer Q et Y pour avoir la réaction de la portion GABEF de la voûte sur le piédroit ; la résultante passe par le point S.

Formule de Navier pour calculer la poussée a la clef. — La formule suivante donnée par Navier

$$Q = \rho F$$

dans laquelle Q est la poussée à la clef ;

ρ le rayon de courbure de l'intrados à la clef,

et F le poids appliqué sur un mètre carré d'intrados ;

fournit un moyen simple de calculer la poussée à la clef d'une voûte.

M. de Lagrené propose de prendre ρ égal au rayon de courbure augmenté de la moitié de l'épaisseur à la clef ; cela suppose que la poussée Q est appliquée au milieu du joint à la clef. Mais il nous semble qu'on pourrait généraliser cette manière de faire et augmenter, pour chaque cas particulier, ρ de la distance qui sépare l'intrados du point d'application de la poussée sur le joint à la clef, ce qui paraît, d'ailleurs, assez rationnel.

La formule de Navier se traduit ainsi en langage vulgaire :

« *La poussée horizontale à la clef d'une voûte est mesurée par le produit du rayon de courbure au sommet de l'intrados et de la*

charge verticale transmise à l'intrados sur une longueur de 1 *mètre au voisinage de la clef.* »

1^er^ *Exemple :* Soit une voûte de $1^m,10$ d'épaisseur à la clef, avec un rayon de 8 mètres, et une surcharge en terre de $2^m,00$ de hauteur ; cela ferait une hauteur totale de $1^m,10 + 2^m,00 = 3^m,10$ de surcharge au-dessus de l'intrados à la clef, si la maçonnerie de la voûte et le remblai avaient la même densité. Mais la maçonnerie pèse $2\,500^k$ le mètre cube et la terre $1\,500^k$ seulement ; il faut donc commencer par ramener la hauteur du remblai à une hauteur de maçonnerie correspondant à la densité de la voûte ; pour cela on divise $1\,500^k$ par $2\,500^k$ et le quotient 0,60 représente le coefficient par lequel on multiplie les $2^m,00$ de terre pour obtenir la hauteur cherchée :

$$2 \times 0,60 = 1^m,20.$$

En ajoutant à l'épaisseur de la voûte $1^m,10$ cette hauteur de $1^m,20$, on a une hauteur totale de $2^m,30$ de surcharge au-dessus de l'intrados à la clef, et, pour un mètre carré de voûte, il en résulte une charge verticale de :

$$F = 2\,500^k \times 2,30 = 5\,750^k.$$

D'autre part, le rayon ρ est de 8 mètres, la poussée horizontale Q sera donnée par la relation ;

$$Q = \rho F = 5\,750^k \times 8,00 = 46\,000^k.$$

La voûte ayant $1^m,10$ d'épaisseur à la clef, présente pour une zone de 1 mètre 11 000 centimètres carrés ; en admettant que la pression se répartisse uniformément, il en résulterait une force de :

$$\frac{46\,000^k}{11\,000} = 4^k,18 \text{ par centimètre carré,}$$

valeur admissible dans la pratique, puisqu'il est recommandé de ne pas faire travailler à plus de 5 à 6 kilogrammes par centimètre carré la pierre employée, quand on n'a pas de données précises sur la résistance à l'écrasement.

2° *Exemple :* Soit une voûte en arc de cercle de $15^m,26$ d'ou-

verture avec piédroits de $3^m,50$ d'épaisseur et supportant une surcharge représentée par le poids de 4 machines Engerth stationnant sur le pont et pesant chacune $66^t,90$; le rayon d'intrados est de $10^m,00$.

La surcharge à répartir uniformément à la surface de l'ouvrage au-dessus de l'extrados est égale à $66\,900^k \times 4 = 267\,600^k$; d'autre part, le pont a $8^m,70$ de largeur entre têtes et $22^m,26$ de longueur et sa surface est de $22^m,26 \times 8^m,70 = 198^{mq}$ en nombre rond ; en divisant $267\,600^k$ par 198, on a la surcharge par mètre carré d'extrados, soit $1\,350^k$ en nombre rond.

Puis, divisant ce résultat par $2\,500^k$, poids d'un mètre cube de maçonnerie, on obtient le quotient $0^m,54$ qui représente la hauteur de la surcharge réduite en maçonnerie ; on ajoute cette hauteur à l'épaisseur à la clef : $0,80 + 0,54 = 1^m,34$ et le total représente la hauteur de la surcharge au-dessus de l'intrados à la clef.

Dès lors, la charge verticale, pour un mètre carré d'intrados devient :

$$F = 2\,500^k \times 1,34 = 3\,350^k,$$

et

$$Q = 3\,350^k \times 10,00 = 33\,500^k.$$

La voûte ayant une épaisseur de $0^m,80$ à la clef, présente 8 000 centimètres carrés pour une zone de $1^m,00$ et le quotient de $33\,500^k$ par 8 000 $= 4^k,19$ représente le travail de la voûte par centimètre carré de clef, résultat admissible.

Généralement on ajoute à la surcharge accidentelle le poids de la surcharge permanente, c'est-à-dire le poids du ballast, des traverses et des rails qui composent la voie au-dessus du pont pour tenir compte exactement de toutes les charges verticales qui pèsent sur l'intrados de la voûte. Cette surcharge est ordinairement de 750^k à 800^k par mètre carré pour un chemin de fer à deux voies.

Si nous reprenons l'exemple précédent, la surcharge par mètre carré devient égale à :

$$1\,350^k + 750^k = 2\,100^k,$$

qui représentent une hauteur de maçonnerie de :

$$\frac{2100}{2500} = 0^{m},84;$$

la hauteur totale de la surcharge au-dessus de l'intrados est donc de :

$$0,80 + 0,84 = 1^{m},64.$$

Par suite :

$$F = 2\,500^{k} \times 1,64 = 4\,100^{k}.$$

et

$$Q = 4\,100^{k} \times 10 = 41\,000^{k}.$$

Le quotient de 41 000^{k}, par 8 000 centimètres carrés est de 5^{k},20 représentant le travail de la voûte par centimètre carré de clef ; ce résultat est également admissible.

DÉTERMINATION DES PRESSIONS MAXIMA SUR LES JOINTS DES VOUTES

Dans les voûtes, quelle que soit la forme de l'intrados, les voussoirs exercent les uns sur les autres diverses pressions, de sens contraire, sous lesquelles la voûte se tient en équilibre et si, pour chacun des joints des voussoirs, on remplaçait l'ensemble des pressions par leur résultante, la courbe passant par le lieu de ces diverses résultantes serait celle que l'on désigne sous le nom de *Courbe des pressions*.

Si les pressions étaient égales en chacun des points d'un même joint, les centres de pression seraient les centres de figure. Mais les choses ne se passent pas ainsi et lorsqu'un joint de la voûte s'ouvre à l'intrados ou à l'extrados, évidemment la pression est nulle en ce point et elle augmente proportionnellement vers l'autre extrémité du joint. La recherche de ces courbes donnant pour chaque voussoir le centre de pression, offrait donc le plus grand intérêt, et c'est ce qui constitue la méthode de M. Méry.

Ainsi que nous l'avons dit, les pressions ne se répartissent pas également sur tous les points de la surface d'un même voussoir et quelques joints tendent à s'ouvrir, les uns à l'intrados vers le

sommet, les autres à l'extrados vers les joints que l'on nomme joints de rupture.

Or, si un joint $b\,d$ tend à s'ouvrir à la partie inférieure, si le mortier n'est réellement comprimé que sur l'étendue bc, et si P est la somme des pressions exercées sur ce joint (fig. 68) ; d'après les lois généralement admises jusqu'à ce jour sur l'élasticité des corps, la pression décroît de b en c suivant une progression arithmétique, de telle sorte que si la ligne bE représente en longueur la compression maxima (p) qui s'exerce en b sur le dernier élément du joint, la somme des forces agissant sur le joint bc est exactement représentée par la surface du triangle bEc ; et le centre des pressions α correspondant au centre de gravité du triangle, se trouve exactement au 1/3 de $b\,c$.

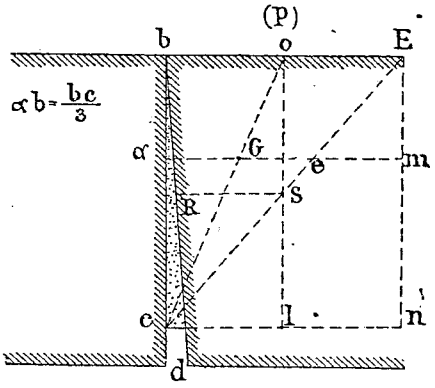


Fig. 68.

Or, la somme des pressions qui s'exercent sur αb est représentée de même par la surface αbEe et cette dernière surface est un peu moindre que celle du parallélogramme αbEm qui l'enveloppe ; par suite, on se place un peu au delà de la réalité et à l'abri de toute chance défavorable en admettant que la somme des pressions agissant sur αb est représentée par αbEm.

Mais le parallèlogramme cbEn est double du triangle cbE, et la surface

$$\alpha b\mathrm{E}m = 1/3\ cb\mathrm{E}n,$$

d'où l'on doit conclure que pour avoir la mesure du plus grand effort p que le sommet b puisse supporter, il suffit de doubler P, la pression totale agissant sur le joint cb et de répartir 2P uniformément sur l'ensemble de la partie utile cb du joint bd.

Comme la pression totale P est représentée par la surface du triangle cbE, on a également :

$$\mathrm{P} = 3\ \alpha b \times \frac{1}{2}\ p,$$

d'où

$$\alpha b \times p = \frac{2}{3}\,\mathrm{P},$$

ce qui revient de même à répartir uniformément 2/3 P sur αb

Enfin la ligne bE est double de RS.

De sorte qu'après avoir admis ce principe que la pression décroît de b en c suivant une progression arithmétique, on arrive à conclure avec certitude que la pression maxima qui s'exercera sur la partie la plus comprimée du joint sera double de la pression moyenne, calculée par toute la partie utile du joint.

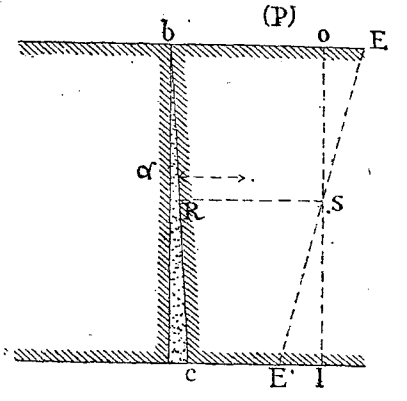


Fig. 69.

Si le joint était comprimé dans toute son étendue, la somme des pressions décroissant de p en p', serait représentée par la surface du quadrilatère bEE'c et le centre de pression α descendrait au-dessous du 1/3 de la longueur du joint bc (fig. 69).

Le centre de pression α tomberait au milieu du joint bc, alors seulement que les pressions seraient égales ; et on aurait, dans ce cas :

$$P = bolc = bc \times RS.$$

Pour les voûtes construites avec soin, on peut généralement supposer que, vers la clef, les joints sont pressés dans toute leur étendue, mais de telle sorte que la pression devienne nulle à l'intrados, tandis qu'elle est à son maximun à l'extrados ; le centre de pression se trouve être alors au tiers du joint vers le sommet.

Ce cenlre de pression se trouverait placé au milieu même du joint pour les voûtes construites avec une véritable perfection.

On peut admettre, d'ailleurs, un effet exactement semblable pour le joint de rupture, en observant seulement que ce joint tend à s'ouvrir à l'extrados.

Tracé des courbes limites. — D'après ce qui vient d'être dit, lorsqu'on connaît le point d'application α de la résultante P des actions exercées sur la partie utile d'un joint bd, il faut, pour avoir toute sécurité, que chacun des éléments αb puisse porter sans

altération les 2/3 de la force P supposée répartie uniformément sur l'étendue *bd* (fig. 70).

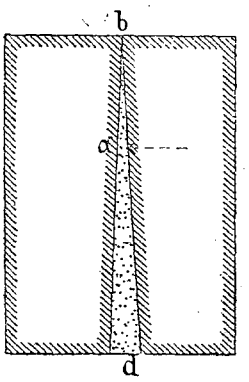


Fig. 70.

On devra donc tracer sur la surface de la voûte ABCD (fig. 71) deux courbes *ab* et *cd* telles qu'en chaque joint la partie *mm'* et la partie *nn'* aient chacune une étendue suffisante pour que les 2/3 de la pression totale sur ce joint y produisent exactement l'effort maximum auquel les maçonneries pourront être exposées; et la courbe des pressions devra toujours être comprise entre les courbes limites *ab* et *cd*.

Nous préciserons la question par un exemple :

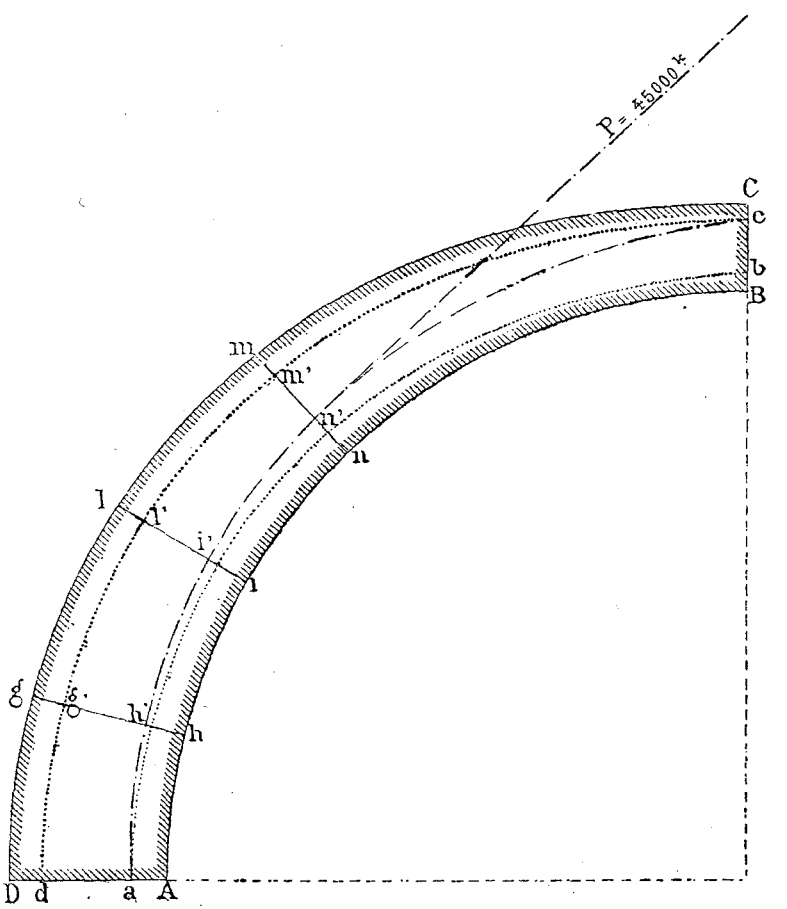


Fig. 71.

Soit la voûte ou plutôt la section de voûte de 1 mètre de largeur entre les têtes (fig. 71).

Soit P = 45 000 kilogrammes, la pression totale exercée sur le joint entier *mn*;

$$\frac{2}{3} P = 30\,000^{k},$$

et il faut que la partie *mm'* ou *nn'* puisse supporter, sans altération ce dernier poids, en le supposant réparti uniformément.

Si l'on admet pour la charge limite à faire porter aux maçonneries 10 kilogrammes par centimètre carré, ou 1000 kilogrammes par zone de 1 mètre de longueur sur $0^{m},01$ de hauteur, on devra avoir :

$$mm' = \frac{30\,000}{1\,000} = 30 \text{ centimètres.}$$

On calculera donc successivement les efforts P qui s'exerceraient sur chacun des lits *li*, *gh*.

On en déduira de même les distances limites *ll'*, *ii'*, *gg'*, *hh'*, et on pourra tracer ainsi très exactement les courbes limites *ab* et *dc*.

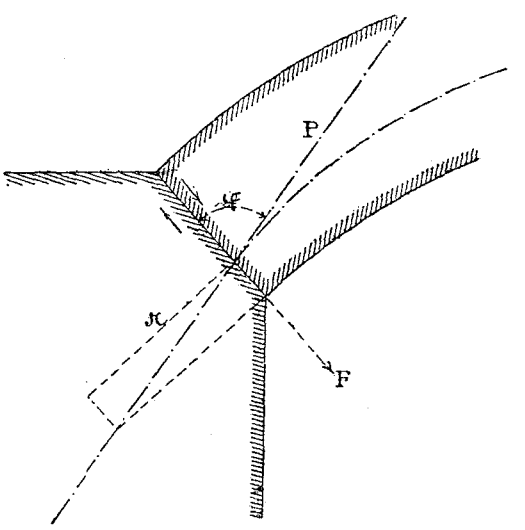


Fig. 72.

Angle de glissement. — Il est nécessaire encore pour éviter les glissements que la courbe des pressions ne coupe pas les joints des voussoirs sous un angle trop aigu.

La force P qui s'exerce suivant la tangente à la courbe des pressions, produit en effet une pression normale π et une force de glissement F qui s'exerce suivant la direction du joint (fig. 72).

Ces deux forces sont dans le rapport

$$\frac{\pi}{F} = \frac{\sin \varphi}{\cos \varphi}$$

d'où

$$F = \frac{\pi \cos \varphi}{\sin \varphi}$$

et comme nous avons vu que le coefficient de frottement peut être évalué à 0,76, il en résulte que l'on doit avoir :

$$\frac{\cos \varphi}{\sin \varphi} < 0{,}76,$$

c'est-à-dire que l'angle φ doit avoir plus de 53°.

Nous allons maintenant indiquer comment on utilise ce qui précède pour tracer la courbe des pressions dans une voûte en berceau symétrique et symétriquement chargée.

TRACÉ DE LA COURBE DES PRESSIONS

Premier procédé (fig. 73). — Pour une voûte construite avec soin, dans des conditions ordinaires, nous avons vu que le joint de rupture GH se trouve au milieu de la montée de la voûte ; et nous venons de dire comment on peut également déterminer, *a priori*, les centres de pression α et ε sur le joint CD au sommet et sur le joint de rupture GH, en prenant :

$$\alpha D = \frac{1}{3} CD \text{ et } G\varepsilon = \frac{1}{3} GH.$$

Pour les voûtes exécutées avec une perfection qu'il est très difficile d'atteindre dans la pratique, les centres de pression seraient exactement au milieu des joints.

Dans les voûtes mal faites ou construites avec de mauvais mortiers, les centres de pression pourraient se rapprocher beaucoup des arêtes des voussoirs et sortir même des courbes limites (fig. 71).

Dans sa méthode générale, M. Méry avait laissé la position du joint de rupture et le lieu de tous les centres de pression entièrement indéterminés : et par suite, il n'arrivait à une solution acceptable qu'après divers tâtonnements.

On simplifie singulièrement le problème, en fixant par avance la position des centres de pression, au sommet et au joint de rupture, d'après les nombreuses observations faites sur les ponts cons-

truits avant ce jour; et, dans la pratique, il est souvent utile d'abandonner les généralités et de préciser les questions.

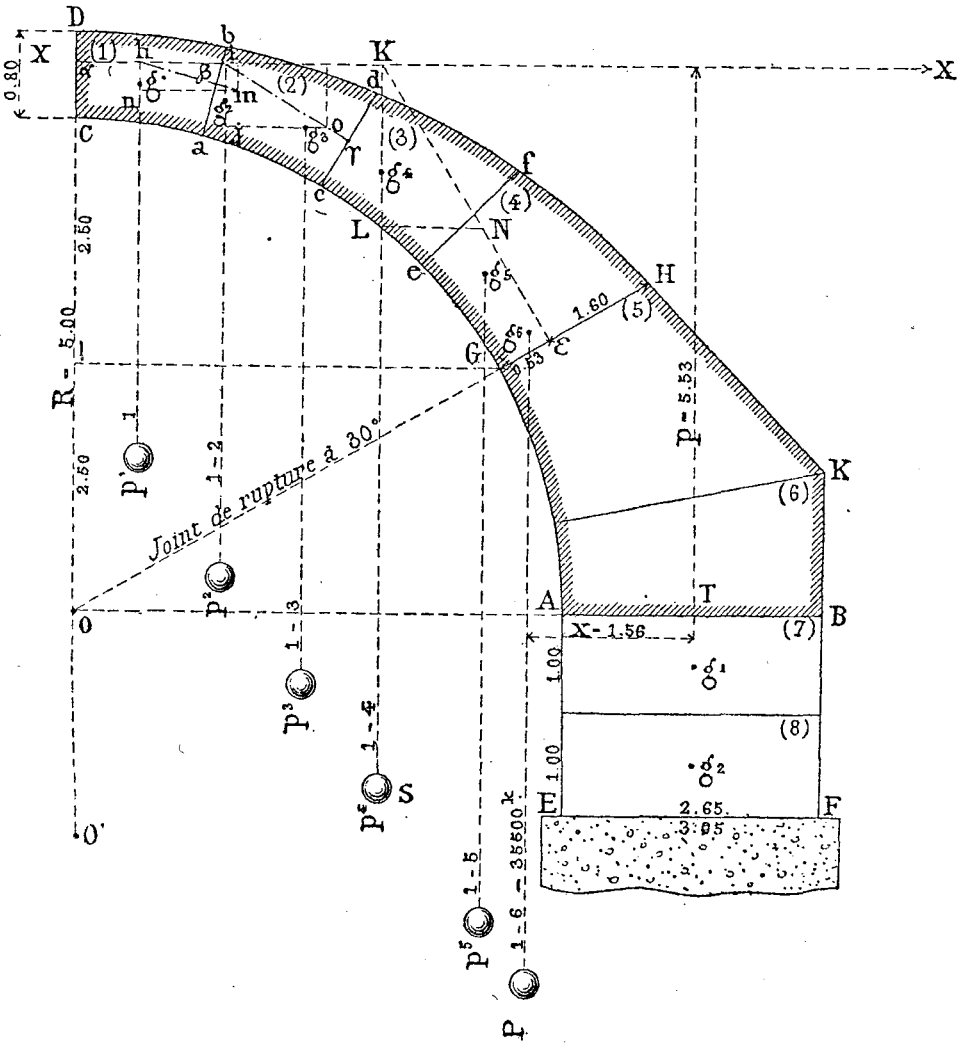


Fig. 73.

Or, dès que les points α et ε sont fixés, le tracé de la courbe des pressions se réduit aux simples opérations géométriques qui vont suivre :

On mesure la surface de la portion de voûte CDGH limitée au joint de rupture ;

On cherche le centre de gravité g^4 de cette même surface ;

Par ce centre de gravité g^4, on mène la verticale KS ;

Par le point α, on trace l'horizontale XX ;

Et par le point d'intersection K, on mène la ligne Kε ;

Le poids de la voûte qui est proportionnel à la surface CDGH

et qui peut être considéré comme appliqué en g^4, se décompose en deux forces :

L'une agissant en α, suivant l'horizontale XX ou αX ;

L'autre agissant en ε, suivant la ligne oblique Kε ;

et si l'on prend KL proportionnel au poids de la portion de voûte CDGH et que l'on mène l'horizontale LN jusqu'à sa rencontre au point N avec la ligne oblique Kε ;

la ligne LN sera proportionnelle à la pression horizontale Q.

Comme cette pression horizontale ou poussée Q de la voûte est une quantité constante, il suffit pour trouver le centre de pression sur un joint quelconque *ab* de faire les opérations suivantes :

On mesure la surface de la portion de voûte CD*ab ;*

On cherche le centre de gravité g^1 de cette même surface ;

On mène par ce centre de gravité, la verticale p^1g^1 jusqu'à sa rencontre en *h* avec l'horizontale αX ;

On prend *hn* proportionnel à la surface CD*ab ;*

On mène l'horizontale *nm* égale à la ligne LN qui représente la poussée Q ;

On joint les points *h* et *m ;*

l'intersection du joint *ab* par cette ligne *hm* donne le centre de pression β sur ce joint.

On cherche ensuite le centre de pression sur le joint *cd*, pour cela :

On mesure la surface de la portion de voûte CD*cd ;*

On cherche le centre de gravité g^2 de cette même surface ;

On mène par ce centre de gravité la verticale p^2g^2 jusqu'à sa rencontre en *i* avec l'horizontale αX ;

On prend *ij* proportionnel à la surface CD*cd ;*

On mène l'horizontale *jo* égale à la ligne LN qui représente la poussée Q ;

On joint les points *i*, *o* par la droite *io* que l'on prolonge jusqu'au joint *cd ;* l'intersection du joint *cd* par cette ligne *io* donne le centre de pression en γ sur ce joint.

On trouverait de la même manière le centre de pression δ sur le joint *ef* au moyen du centre de gravité g^3 de la portion de voûte CD*ef* et on opérerait de la même manière pour chacun des joints.

Le polygone obtenu en reliant entre eux par un trait continu

tous les centres de pressions α, β, γ, δ, etc... est ce que l'on nomme le polygone des centres de pressions. On conçoit que si l'on multipliait à l'infini les centres de pressions, on obtiendrait une ligne polygonale à sommets tellement rapprochés qu'elle se confondrait avec la courbe elle-même des pressions. Mais cette opération serait plus longue qu'utile, en raison des indéterminations qui subsistent forcément dans une question aussi complexe que celle du tracé de la courbe des pressions.

Vérification par le calcul de la poussée Q. — La poussée horizontale Q peut être vérifiée directement par la formule de Navier, après avoir été déterminée par les moyens géométriques que nous venons d'employer; la valeur graphique de cette poussée est de $0^m,01$ et comme, à l'échelle adoptée dans la figure, $0^m,01$ représente un poids de 10 000 kilogrammes, on en conclut que la poussée Q est égale à 10 000 kilogrammes.

1° La formule de Navier donne :

$$Q = \rho F$$

et en remplaçant les lettres par leurs valeurs :

$$\rho = 5^m,00\,;\ F = 0,80 \times 2\,500^k = 2\,000^k\,;\ Q = 5 \times 2\,000^k = 10\,000^k.$$

2° Cette valeur est encore égale à celle qui est donnée par la formule que nous avons établie précédemment (page 187):

$$Q = \frac{Xx}{p} \text{ ou } Q = \frac{Px}{p}$$

où P, le poids de la demi-voûte considérée libre et sans surcharge, est de 35 500 kilogrammes (fig. 73) ;

x, la distance de la verticale passant par le centre de gravité g^6 de la 1/2 voûte au point T pris sur le joint AB $= 1^m,56$, distance prise à l'échelle ;

et p la distance de ce point T à l'horizontale XX est égale à

$$5^m,00 + 0^m,53 = 5^m,53$$

d'où, en remplaçant les lettres par leurs valeurs, on tire :

$$Q = \frac{35\,500 \times 1,56}{5,53} = 10\,000^k, \text{ en nombre rond.}$$

La valeur de x peut se déterminer numériquement comme nous le verrons plus loin, dans l'exposé relatif à la rectification, par le calcul des erreurs inhérentes aux procédés graphiques.

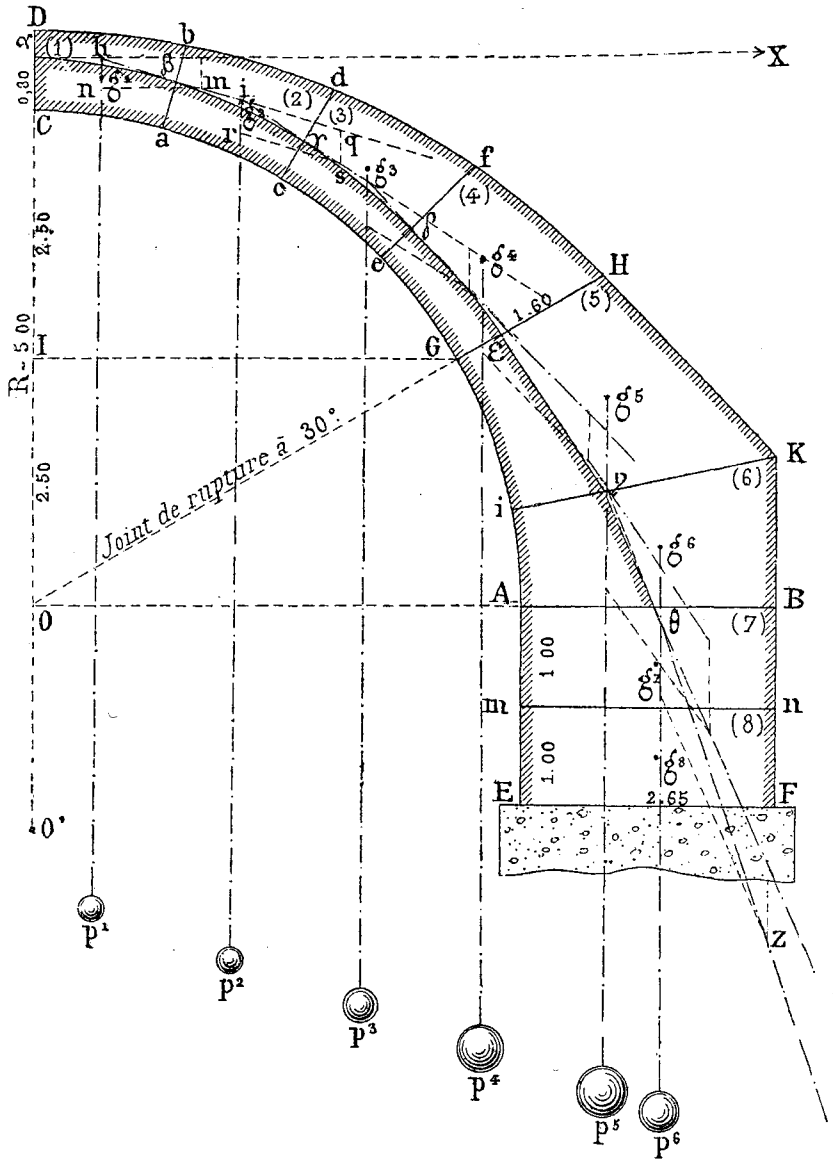


Fig. 74.

2e *Procédé* (fig. 74). — Après avoir décomposé la demi-voûte CDAB en voussoirs fictifs portant les nos 1 à 6 et cherché la valeur de la poussée Q, soit par le procédé graphique, soit par les formules connues :

On mesure la surface de la portion de voûte ou voussoir CD*ab* ;

On cherche le centre de gravité g^1 de ce voussoir ;

On mène par ce centre de gravité, la verticale $p^1 g^1$ jusqu'à sa rencontre en h avec l'horizontale αX ;

On prend hn proportionnel à la surface CDab ;

On mène l'horizontale nm proportionnelle à la poussée Q ;

On joint les points h et m ;

l'intersection du joint ab par cette ligne hm donne le centre de pression β sur ce joint.

On cherche ensuite le centre de pression sur le joint cd, pour cela :

On prolonge indéfiniment la ligne hm diagonale du premier parallélogramme des forces p^1 et Q ;

A partir du point i où cette résultante hm coupe la verticale $p^2 g^2$ passant par le centre de gravité g^2 du voussoir n° 2, on prend une longueur iq égale à hm et sur cette verticale $p^2 g^2$ on prend une longueur ir proportionnelle au poids du voussoir n° 2 ;

On achève le parallélogramme des forces et la diagonale is est la résultante des pressions agissant sur le joint cd ;

le point γ où la diagonale is coupe le joint cd est le centre de pression sur ce joint.

On trouverait de la même manière le centre de pression δ sur le joint ef, au moyen du centre de gravité g^3 du voussoir n° 3 et de la résultante précédente is et on opérerait de même pour chacun des joints.

Courbe des pressions dans les culées. — En décomposant de même en éléments partiels le profil ABEF du piédroit, on pourrait composer successivement la réaction de la 1/2 voûte en θ avec les forces qui agissent sur le premier élément n° 7, la résultante avec les forces qui agissent sur le second n° 8, et ainsi de suite, si le piédroit contenait plus de deux éléments et prolonger la courbe des pressions jusqu'à la base du piédroit.

RÉSUMÉ DES CONDITIONS D'ÉQUILIBRE D'UNE VOUTE

Première condition. — La courbe des pressions doit être contenue dans l'épaisseur de la voûte et du piédroit : autrement, la résultante des actions d'une portion de la voûte sur la portion contiguë s'exercerait en dehors de la surface du joint : pour que cela fût possible, il faudrait que les réactions mutuelles des diverses

parties du plan de joint fussent les unes des compressions, les autres des tensions; or, un massif de maçonnerie ne peut subir d'effort d'extension sans se disjoindre. Les efforts locaux sont donc nuls ou positifs; ils ne peuvent être négatifs, et leur résultante traverse la région comprimée.

Deuxième condition. — Il faut et il suffit, pour qu'il n'y ait pas de glissement suivant un plan de joint quelconque, que l'effort fasse avec la normale à ce joint un angle moindre que l'angle de frottement des matériaux employés. Cette seconde condition est, en général, satisfaite quand on mène les joints normalement à la courbe d'intrados.

Troisième condition. — Il faut qu'aux points les plus fatigués, la charge de la matière par unité de surface soit inférieure à la limite pratique de la résistance des matériaux employés. Pour vérifier si cette condition est satisfaite, il faut répartir l'effort exercé sur l'assise que l'on considère, effort que les constructions exposées précédemment (voir *Murs de soutènement*) ont permis de connaître.

Utilité de la courbe des pressions. — Le tracé de la courbe des pressions indique, en outre, les régions où les joints tendent à s'ouvrir, soit vers l'intrados, soit vers l'extrados.

Enfin, cette méthode permet de corriger, par voie de tâtonnements, les formes d'une voûte, de manière à lui donner le plus de légèreté possible sans nuire à sa stabilité. Il suffit pour cela de réduire les épaisseurs de manière que, dans chaque section, la charge par unité de surface soit voisine de la limite adoptée pour la résistance pratique des matériaux.

Evidements des tympans. — Très souvent on évide les tympans au moyen de petites voûtes, soit perpendiculaires aux plans des têtes des ouvrages, soit parallèles à l'axe de la construction; lorsque les vides ainsi ménagés sont assez grands, on doit en retrancher le cube de celui des maçonneries; et souvent le plus simple est de faire le poids total de la masse, entre les têtes, et d'en déduire une densité moyenne à appliquer à la zone que l'on considère. En pareil cas, il est prudent aussi de tracer la courbe des pressions dans une des têtes de l'ouvrage, car généralement

cette zone supporte des poids additionnels de maçonneries résultant de l'agencement des murs de têtes, des plinthes et parapets qui surmontent l'extrados de la voûte.

Têtes inégalement chargées. — Enfin, si les deux têtes d'un même ouvrage avaient à supporter des charges inégales, comme cela arrive dans les ponts à fortes pentes, sous grands remblais, au passage des ravins, il serait indispensable de tracer plusieurs courbes de pressions dans différentes zones du corps de l'ouvrage et dans chacune des têtes pour être bien certain que, lors du décintrement, tout se passera bien et qu'il ne se produira aucun effet désastreux, capable de nuire à la stabilité de la construction.

RÉSULTATS D'EXPÉRIENCES RELATIVES AU POIDS SPÉCIFIQUE ET A LA RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT DES MAÇONNERIES LES PLUS USUELLES ET AU COEFFICIENT DE FROTTEMENT DES DIVERS MATÉRIAUX EMPLOYÉS DANS LES CONSTRUCTIONS.

Poids du mètre cube de maçonnerie et limite usuelle de la charge.

DÉSIGNATION DES MAÇONNERIES SUPPOSÉES A L'ÉTAT SEC	POIDS du mètre.	LIMITE de la charge par centimètre carré.
BÉTON	kilogrammes	kilogrammes
Pierres dures avec mortier hydraulique. . .	2 200 à 2 400	6 à 10
— demi-dures avec mortier hydraulique.	2 100 à 2 200	4 à 5
— dures avec mortier de ciment. . . .	2 200 à 2 400	10 à 15
Briques ordin. avec mortier hydraulique . .	1 700 à 1 800	3 à 6
— ordin. avec mortier de ciment. . . .	1 750 à 1 850	6 à 10
— vitrifiées avec mortier de ciment.. .	1 800 à 1 900	12 à 15
MAÇONNERIE HYDRAULIQUE		
Bonnes briques	1 700 à 1 750	14 à 15
Briques ordinaires.	1 600 à 1 650	5 à 6
Pierre de taille	2 400 à 2 700	30 à 40
Moellons durs.	2 100 à 2 300	14 à 20
Moellons demi-durs	2 100 à 2 200	8 à 9
Moellons tendres	2 000 à 2 100	5 à 6
Appareil en basalte ou porphyre	2 700 à 2 900	150 à 200
— en marbre, grès dur, granit. . . .	2 600 à 2 700	50 à 60
— en calcaire dur.	2 400 à 2 500	25 à 30
— en calcaire oolitique.	2 300 à 2 400	18 à 20
— en calcaire tendre.	1 700 à 1 800	14 à 15

Les limites ci-dessus de charge par centimètre carré représentent le 1/10 des charges théoriques.

Nous empruntons à l'*Introduction à la Mécanique industrielle* de M. Poncelet le tableau suivant relatif au frottement :

Coefficients de frottement.

NATURE DES CORPS	COEFFICIENTS DE FROTTEMENT OU RAPPORT Du frottement à la pression
Calcaire tendre bien dressé sur calcaire tendre . . .	0,74
Calcaire dur bien dressé sur calcaire tendre.	0,75
Brique ordinaire bien dressée sur calcaire tendre . .	0,67
Calcaire dur bien dressé sur calcaire dur	0,70
Calcaire tendre bien dressé sur calcaire dur.	0,75
Brique ordinaire bien dressée sur calcaire dur . . .	0,67
Calcaire tendre sur calcaire tendre avec mortier frais en sable fin	0,74
Grès sur grès uni à sec	0,71
Grès sur grès uni avec mortier frais	0,66
Calcaire dur poli sur calcaire dur poli	0,58
Calcaire bouchardé sur calcaire bouchardé	0,78
Granit bien dressé sur granit bouchardé	0,66
Granit avec mortier frais sur granit bouchardé . . .	0,49
Pierre de libage sur un lit d'argile sèche	0,51
Pierre de libage sur un lit d'argile humide et ramollie.	0,34
Pierre de libage sur un lit d'argile humide et recouverte de grosses grèves	0,40

JOINT DE RUPTURE

La courbe des pressions une fois tracée, l'inspection de la courbe suffit, avons-nous dit, pour faire reconnaître les régions de la voûte qui sont soumises aux plus grandes charges. Ces régions varient avec les hypothèses faites sur les points de la courbe qui ont été pris arbitrairement pour la construire. Si l'on suppose, comme cela a lieu ordinairement, la voûte symétrique et symétriquement chargée par rapport au plan vertical passant par la clef, la poussée à la clef est horizontale et la courbe des pressions joint par un trait continu le point de passage α à la clef au point de

passage θ aux naissances (fig. 74); on pourra, sans modifier le point de départ α de la courbe, mais en déplaçant convenablement le point θ, l'amener à toucher l'intrados en un certain point. Ce point de contact de l'intrados et de la courbe des pressions détermine le joint de rupture de la voûte correspondant à la position attribuée au point d'application α de la poussée à la clef.

On voit que la tangente à l'intrados au joint de rupture, la poussée à la clef et la résultante des forces extérieures qui agissent sur la portion de voûte comprise entre le joint de rupture et la clef concourent au même point.

Si l'on déplace ensuite le point α, on obtiendra sur l'intrados pour chaque position successive de α un point de contact particulier; les limites des positions de ces points détermineront sur l'intrados un arc de rupture qui indique la région de la voûte où les pressions locales ont leur plus grande intensité.

Détermination graphique du joint de rupture. — Les considérations qui précèdent ont été traduites, ainsi qu'il suit, par MM. Lamé et Clapeyron dans un théorème qui permet, sans exiger aucun calcul, de fixer le joint de rupture avec une exactitude suffisante dans la pratique :

« *Le joint de rupture d'une voûte est celui pour lequel la tangente de l'intrados, en ce point, vient couper l'horizontale passant par le sommet de la clef, au même point que la verticale passant par le centre de gravité de la masse tendant à se détacher.* »

Il suffit pour cela de construire la courbe résultant de l'intersection de la tangente en un point quelconque de la courbe d'intrados et de la verticale qui passe par le centre de gravité de la surface correspondante; cette courbe coupera l'horizontale qui passe par l'extrémité supérieure de la clef en un point; si, par ce point, on mène une tangente à la courbe d'intrados, le point de contact sera le point de rupture et le joint passant par ce point sera le joint de rupture.

Cette méthode est générale et s'applique aux voûtes extradossées d'une manière quelconque.

Voici comment se déterminera pratiquement le joint de rupture (fig. 75) :

Dans le profil de voûte considéré, on mènera une série de verticales ab, $a'b'$, $a''b''$;

On cherchera les centres de gravité des surfaces $abcd$, $a'b'cd$, $a''b''cd$, et par ces centres de gravité on fera passer les verticales m, m', m'';

On tracera les tangentes à l'intrados en a, a', a''; ces tangentes couperont les verticales m, m' m'', aux points S, S′, S″, que l'on réunira par un trait continu;

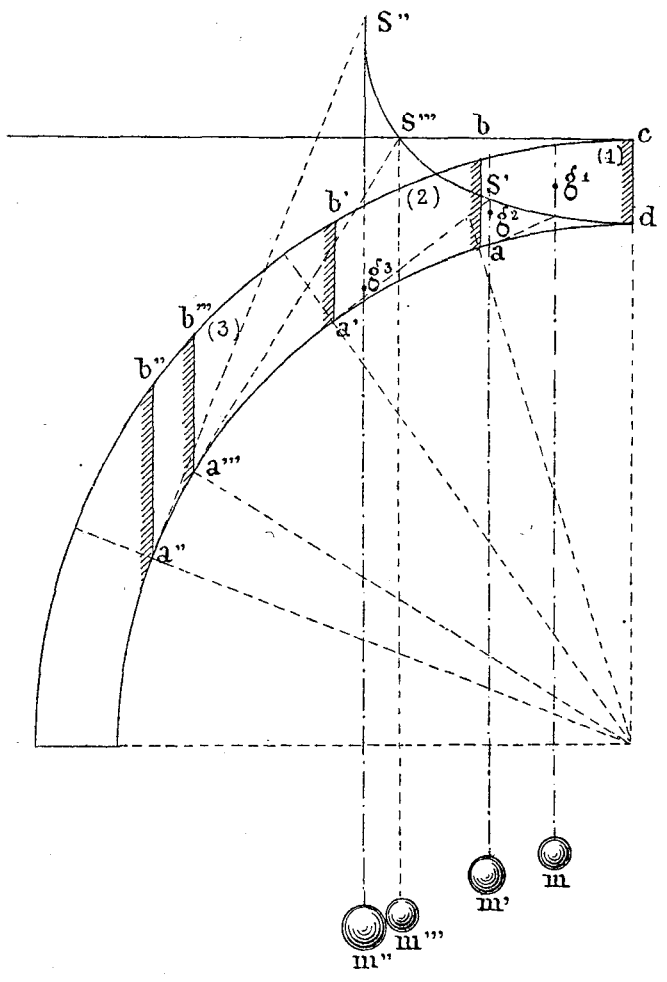


Fig. 75.

La courbe ainsi obtenue rencontrera l'horizontale du sommet C de la clef en un point S‴;

Par ce point on mènera la tangente a'''S‴ à l'intrados;

Le point de rupture sera en a'''; le joint de rupture passera par ce point; et le centre de gravité de la partie supérieure de la voûte qui tend à se détacher se trouverait sur la verticale S‴m'''.

Il est bien entendu que pour simplifier l'opération, on déterminera les centres de gravité par la méthode expérimentale décrite plus haut, en commençant par le grand élément $a''b''cd$, duquel on retranchera successivement les éléments $a''b''a'b'$, $a'b'ab$, pour trouver les centres de gravité des autres parties de voûte $a'b'cd$, $abcd$.

Cette méthode est très rapide et suffit toujours dans la pratique.

Position pratique du joint de rupture. — Généralement, en pratique, on ne détermine pas, comme nous venons de le faire, la position du joint de rupture pour chaque profil de voûte considéré; on admet, avec tous les constructeurs, les hypothèses suivantes qui conduisent à des résultats suffisamment bons pour la stabilité des voûtes :

1° *Voûtes en plein cintre.* — Dans les voûtes en plein cintre, à extrados quelconque, le joint de rupture est supposé faire un angle de 60° avec la verticale, ce qui correspond au milieu de la montée ou rayon d'intrados.

2° *Voûtes en ellipse ou en anse de panier.* — Pour ce genre de voûtes, on place également le joint de rupture sur l'horizontale passant par le milieu de la montée.

Lorsqu'une voûte elliptique ou en anse de panier n'est pas complète, on l'achève sur le dessin et l'on prend, pour déterminer le joint de rupture, la moitié de la montée ou petit axe d'intrados, si ce point est situé au-dessus des naissances, et ces naissances, s'il est situé au-dessous.

Ainsi, par exemple, si la voûte est ACB (fig. 76), le joint de rupture est GH dont le point G correspond au milieu I de la montée OC; son symétrique est GH pour l'autre côté.

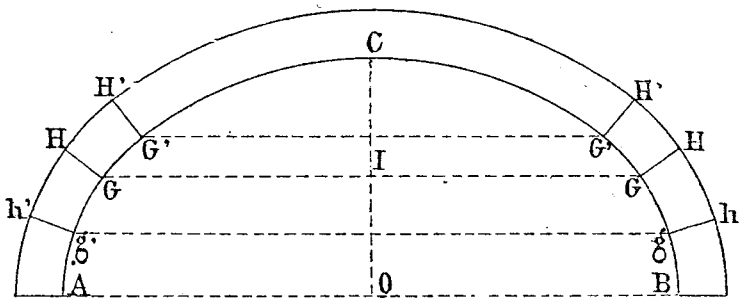


Fig. 76.

Si la voûte est $g'Cg$, ce sera encore GH le joint de rupture ; mais si la voûte est $G'CG'$, le joint de rupture sera $G'H'$ situé au joint des naissances.

3° *Voûtes en arc de cercle.* — Il résulte du raisonnement qui précède que, pour une voûte en arc de cercle, dont l'angle au

centre est supérieur à 120°, le joint de rupture est déterminé par la moitié du rayon de l'intrados. Il est situé aux naissances pour toutes les voûtes dont l'angle au centre est inférieur à 120°.

MÉTHODE DE DUPUIT

La considération du joint de rupture est devenue la base de la théorie des voûtes de Dupuit. Cet ingénieur appelle « point-charnière » le point de l'intrados autour duquel la demi-voûte pivote, lorsque la clef s'abaisse pendant le décintrement. Le point-charnière se déplace à mesure que le cintre, en descendant, prive la voûte de ses appuis; le point charnière définitif est le joint de rupture des autres théories. Il importe que le décintrement soit opéré avec lenteur, pour éviter les effets de l'inertie de la voûte, qui pourrait dépasser d'abord sa position définitive d'équilibre.

Se fondant sur ces circonstances initiales qui ont évidemment une grande influence sur l'état d'équilibre réalisé, Dupuit admet que la courbe des pressions effectives passe tangentiellement à l'intrados au joint de rupture, ou aux naissances, s'il s'agit d'une voûte incomplète, autrement dit d'une voûte en arc de cercle; il admet au contraire que la pression est répartie sur toute la surface du joint à la clef, ce qui le conduit à faire partir la courbe du milieu de ce joint.

De la méthode de Dupuit, qui n'a pas encore reçu la sanction de l'expérience et qui est combattue par beaucoup d'ingénieurs, résulterait un moyen simple et facile de vérifier la stabilité de la plupart des voûtes, sans autre tracé graphique que celui que tout constructeur peut faire à la main.

Soit le profil de voûte CDVR (fig. 77); pour y tracer la courbe de pression, nous indiquerons à l'intrados la position du joint de rupture correspondant à la demi-hauteur du rayon, puis nous mènerons la tangente TδS'. Cette tangente sortant de la paroi extérieure du piédroit au point S indique que, si le piédroit se terminait en S ou bien au-dessus de S, le massif serait en équilibre, ou que si, au-dessous de ce point, le piédroit était élargi de

manière à contenir cette tangente, tout le massif serait également en équilibre.

Sans doute, cette addition dépasserait ce qu'exige l'équilibre; mais comme, dans la pratique, il faut nécessairement que les constructions soient stables, on pourrait peut-être se contenter des indications qui précèdent. Si l'on voulait leur donner plus de précision, il suffirait de déterminer la poussée en construisant, au point δ, le parallélogramme des forces gv δq dans lequel gp verticale passant par le centre de gravité du massif Cδ représentera le poids de cette partie de voûte.

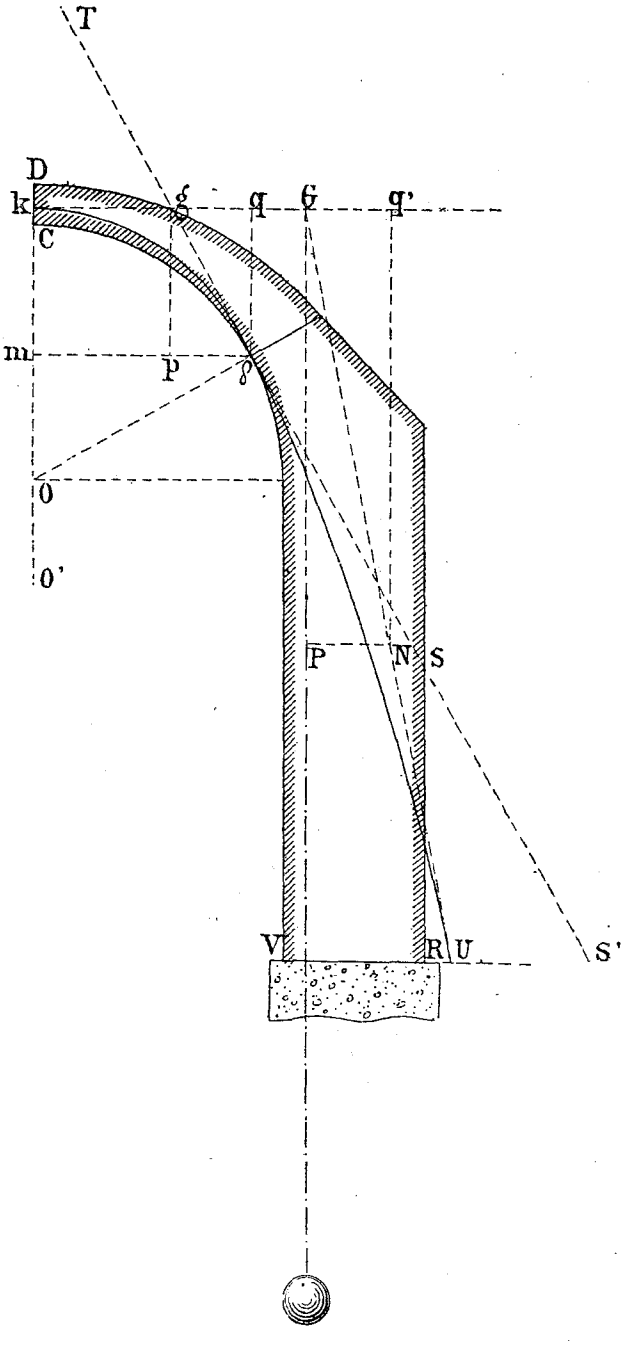


Fig. 77.

On en conclurait que la poussée est représentée par gq.

Cherchant ensuite l'abscisse kG du centre de gravité du massif CDVR, dont l'origine k se trouve, avons-nous dit, à la moitié du joint à la clef, menant GP proportionnel au poids de ce massif, prenant $Gq' = gq$, on aura, en achevant le parallélogramme des forces, le point U par le prolongement de sa diagonale jusqu'à la fondation. On pourra donc complètement construire la courbe kδU. Cette courbe, qui donne une approximation suffisante dans la pratique, démontre que le massif

n'est pas en équilibre et elle permettra de modifier le profil d'une manière convenable.

On remarquera toutefois que, dans l'exemple ci-dessus, on n'a eu besoin de déterminer un point de la courbe des pressions qu'en raison de la grande hauteur des piédroits; dans la plupart des cas, la connaissance de la position du joint de rupture permet de tracer la courbe des pressions à main levée.

Quoi qu'il en soit, le tracé sommaire que nous venons d'indiquer résout le problème d'une manière suffisamment exacte pour la pratique, en admettant la théorie de Dupuit : d'abord parce qu'un tracé plus étudié n'a pas beaucoup plus de chance d'être plus exact, et ensuite, parce que le problème à résoudre présente une grande latitude d'indétermination. S'il s'agissait de déterminer une voûte qui n'eût que strictement les dimensions nécessaires pour l'équilibre, il resterait, en effet, bien des craintes dans l'esprit au sujet de la solution admise; mais c'est là un problème tout théorique ; dans la pratique, il faut que les constructions présentent un grand excès de solidité pour résister aux charges accidentelles, aux chocs, aux dégradations, etc...

Or, il est évident que cet excès, qui est une mesure de prudence, ne peut être soumis au calcul ; c'est une affaire d'expérience et d'usage; d'où il suit que la recherche de conditions d'équilibre plus exactes ne peut pas modifier les dimensions basées sur un calcul approximatif. D'ailleurs, quoique la solidité des constructions en soit la condition la plus essentielle, elle n'est cependant pas la seule ; il entre dans la question d'autres convenances ; enfin les limites d'indétermination, en ce qui concerne la courbe des pressions, sont assez étendues pour qu'il soit permis de se servir de méthodes approximatives.

En effet, pour que la courbe fût rigoureusement déterminée, il ne suffirait pas d'en connaître deux points, comme on le dit ordinairement ; il faudrait encore connaître la manière dont la surcharge des reins pèse sur la voûte, c'est-à-dire le poids de la voûte correspondant à chaque joint, car l'hypothèse qui consiste à considérer cette surcharge comme produite par des prismes verticaux ne peut être considérée que comme une approximation. En négligeant la légère variation que pourrait amener, dans le tracé de la

courbe, la connaissance exacte de la répartition de la charge, l'incertitude de notre théorie, dit Dupuit, ne repose plus que sur la position exacte d'un point qui se trouve entre le milieu et le sommet à la clef, dans les voûtes ordinaires.

Car si la voûte est incomplète, la naissance est un point de la courbe de pression, et si la flèche de la voûte est plus grande que la moitié de l'axe vertical, la courbe de pression est tangente à l'intrados, condition qui équivaut à la détermination d'un point.

PRINCIPALE OBJECTION A FAIRE CONTRE LA THÉORIE DE DUPUIT

L'hypothèse d'une pression totale ou d'une courbe de pression tangente à l'intrados au joint de rupture suppose une voûte composée de matériaux infiniment résistants; or cette nature de matériaux n'existe pas et il faut limiter le champ d'excursion de la courbe des pressions, de telle sorte qu'elle ne s'approche jamais de l'intrados ni de l'extrados, au point d'amener la pression élémentaire à des valeurs capables de produire l'écrasement.

En général, dit Méry, toute position de la courbe qui exposerait les extrémités de quelques voussoirs à des pressions trop fortes ne peut exister d'une manière permanente ; car les parties trop comprimées céderaient bientôt et la courbe changerait de forme aussitôt. Elle ne peut donc jamais atteindre l'extrémité des voussoirs et elle s'en éloignera d'autant plus que les matériaux seront plus tendres.

C'est pour cette raison que Méry pose le principe suivant : *La longueur de joint interceptée par la courbe des pressions, soit à partir de l'intrados, soit à partir de l'extrados, doit être telle que la surface correspondant à cette longueur puisse résister aux* 2/3 *de la pression totale exercée sur le joint considéré. Lorsque cette surface est trop faible pour qu'il en soit ainsi, il convient de modifier soit le profil de la voûte, soit la surcharge.*

La propriété du point-charnière de Dupuit ne peut donc être considérée que comme une propriété limite, sans réalité objective ; la courbe des pressions tend à se rapprocher de l'intrados au joint de rupture et la distance à laquelle elle reste en cette région par

rapport à l'intrados est inconnue ; la solution de Dupuit est donc, comme toutes les autres, entachée d'arbitraire.

Remarque. — Quand l'intrados est une courbe continue, si l'on fait varier l'intensité de la poussée à la clef, sans modifier son point d'application, la courbe des pressions est tangente à l'intrados au joint de rupture, lorsque la poussée à la clef est minima, car si on la réduit un tant soit peu, l'équilibre est détruit et la courbe des pressions sort de l'épaisseur de la voûte.

De même si l'extrados est une courbe continue, à la plus grande intensité de la poussée correspond une courbe des pressions tangente à l'extrados.

Principales hypothèses admises dans la pratique sur les points d'application de la poussée a la clef et de la réaction dans le plan des naissances.

On admet en général que la poussée à la clef et la réaction dans le plan des naissances sont appliquées en des points pris dans le tiers central de l'épaisseur de la voûte aux naissances et à la clef, ce qui revient à supposer que les surfaces de ces joints sont partout comprimées.

Les principales hypothèses que l'on peut faire sans modifier cette première supposition sont au nombre de quatre et donnent quatre courbes de pressions à construire (fig. 78).

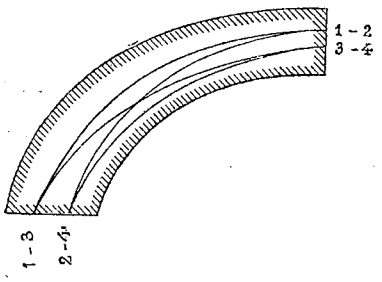


Fig. 78.

La première passe par le tiers supérieur du joint à la clef et le tiers supérieur du joint des naissances (courbe 1-1) ;

La seconde, par le tiers supérieur du joint à la clef et le tiers inférieur du joint des naissances (courbe 2-2) ;

La troisième, par le tiers inférieur du joint à la clef et le tiers supérieur du joint des naissances (courbe 3-3) ;

La quatrième, par le tiers inférieur du joint à la clef et le tiers inférieur du joint des naissances (courbe 4-4) ;

Et à chacune de ces hypothèses, qui paraissent également admis-

sibles, correspond une distribution d'efforts qu'on peut déterminer complètement.

Les constructeurs se bornent parfois à examiner un seul cas : ils prennent pour point de passage, dans le joint à la clef, le 1/3 supérieur de l'épaisseur de la voûte et pour point de passage dans le joint des naissances, le milieu de ce joint ; le plan des naissances subit alors en tous ses points une compression égale.

Remarque. — Il existe encore une autre méthode qui consiste à prendre le point d'application de la poussée au 1/3 supérieur du joint à la clef, à calculer cette poussée directement par la formule de Navier :

$$Q = \rho F$$

et à combiner la valeur de cette poussée avec les poids des voussoirs fictifs qui composent la voûte, ainsi que nous l'avons déjà vu. Par cette méthode, le passage de la courbe des pressions n'est pas forcé en tel ou tel point du plan des naissances et l'allure de cette courbe est complètement libre. Nous emploierons cette méthode dans les applications qui vont suivre pour faire voir que les résultats qu'elle fournit ne sont pas plus arbitraires que ceux obtenus au moyen des autres procédés.

Comparaison des voutes entre elles au point de vue de la stabilité. — D'après M. Laterrade, ingénieur en chef des ponts et chaussées, lorsqu'on emploie la méthode de Méry et qu'on veut comparer entre elles, au point de vue de la stabilité, des voûtes différentes, il faut faire choix d'une seule et unique courbe des pressions et cette courbe doit être celle qui conduit aux pressions minima.

Dans les voûtes en plein cintre ou peu surbaissées, cette courbe est celle qui passe, à la fois, par les milieux des joints à la clef et de rupture.

Dans les voûtes très surbaissées, cette courbe se rapproche beaucoup plus de l'extrados à la clef et à l'intrados au joint de rupture ; on l'obtient par tâtonnement.

Mais, pour tenir compte des efforts exceptionnels auxquels sont soumises les maçonneries des voûtes, il sera prudent de doubler les pressions moyennes fournies par cette courbe des minima.

APPLICATIONS

VOUTE LIBRE ET SANS SURCHARGE

Tracer la courbe des pressions dans une voûte de 5 *mètres de rayon et montée sur piédroits de* 2 *mètres de hauteur.*

Après avoir tracé par les moyens connus le profil de la 1/2 voûte (fig. 79) et l'avoir décomposé en voussoirs fictifs convergents dont on a déterminé expérimentalement les centres de gravité $g^1, g^2, g^3, g^4, g^5, g^6, g^7, g^8$, on calcule la surface et le poids de chaque élément partiel composant la 1/2 voûte et son piédroit;

Ensuite sur le joint CD de l'épaisseur à la clef, on prend le point α situé dans le tiers supérieur de ce joint soit à $0^m,27$ environ en contre-bas du point D et, par ce point, on mène l'horizontale αX qui représente la direction de la poussée à la clef ; cette poussée est égale à :

$$Q = \rho F$$

et en remplaçant les lettres par leurs valeurs :

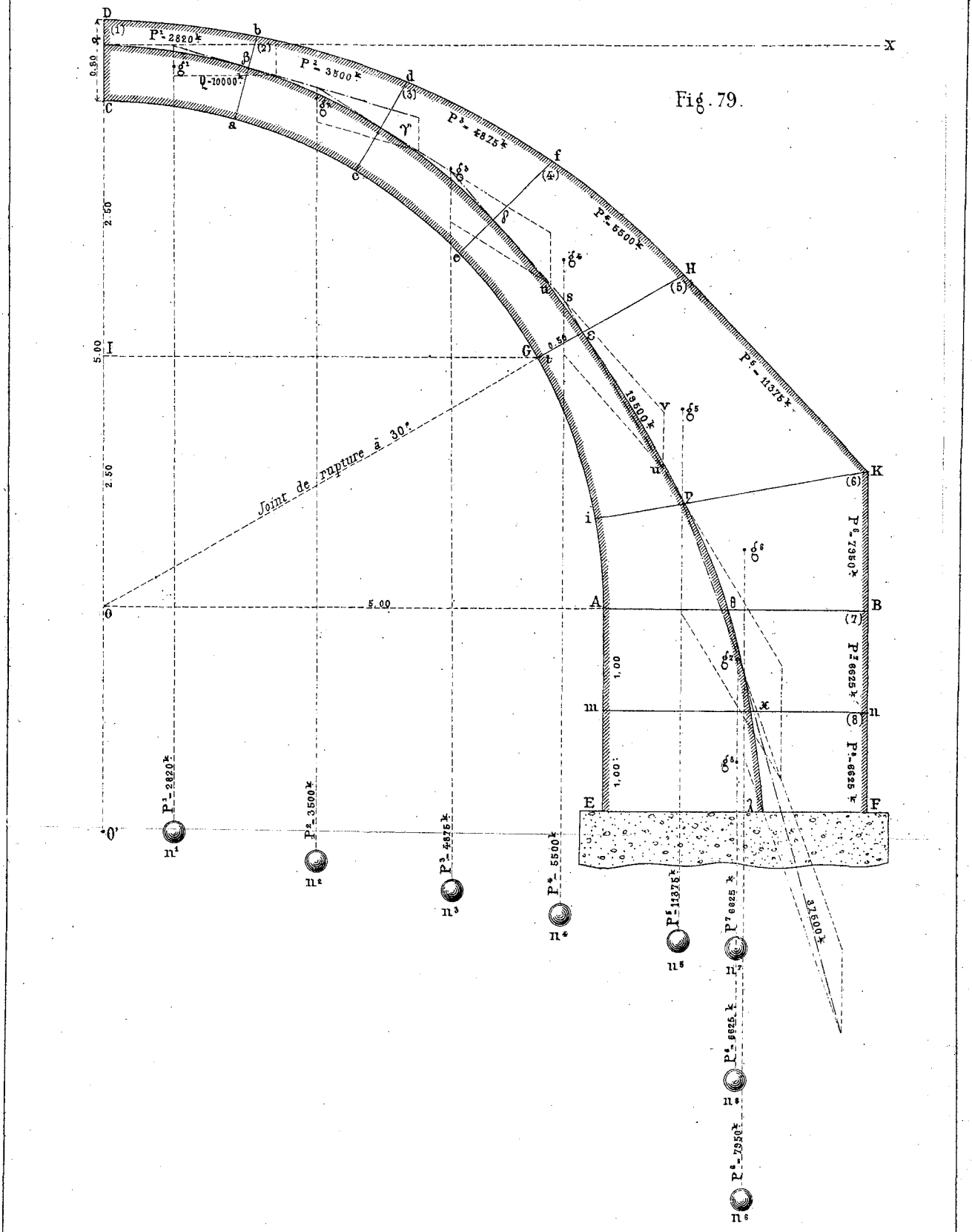
$$Q = 5 \times 0{,}80 \times 2\,500^k = 10\,000^k.$$

Avant d'aller plus loin, on s'assure que la surface correspondant à la longueur de joint αD est capable de supporter les 2/3 de cette pression, soit $\frac{10000^k \times 2}{3} = 6\,667$ kilogrammes; or, cette surface contient $27^c \times 100^c = 2\,700$ centimètres carrés ; en divisant $6\,667^k$ par 2 700 on obtient $2^k,48$ pour quotient. Cette pression de $2^k,48$ par centimètre carré de joint à la clef est admissible, puisqu'on a supposé que les matériaux qui composent la voûte peuvent résister à une pression de 10 kilogrammes.

Puis, par les centres de gravité des éléments partiels de la voûte, on mène des verticales telles que g^1n^1, g^2n^2, g^3n^3, etc., et l'on prolonge la première g^1n^1 jusqu'à la rencontre de l'horizontale αX. Sur cette horizontale, on prend, à l'échelle convenue, celle de l'épure, par exemple, une longueur proportionnelle à la poussée de la voûte, soit 10 000 kilogrammes pour 1 mètre de

TRACÉ DE LA COURBE DES PRESSIONS

Fig. 79.



Paris, J. BAUDRY, Editeur,

Imp. Monrocq. Paris . .

longueur, et sur la verticale g^1n^1 on mesure une longueur proportionnelle au poids 2 820^k du voussoir, soit $\frac{2\,820}{10\,000} = 0^m,28$; et l'on construit le parallélogramme des forces. La diagonale de ce parallélogramme donne en grandeur et en direction la résultante des pressions qui agissent sur le joint *ab* au centre de pression β.

On prolonge indéfiniment cette résultante et, à partir du point où elle coupe la verticale g^2n^2 passant par le centre de gravité g^2 du voussoir n° 2, on prend une longueur égale à la résultante précédente et sur la verticale g^2n^2 on mesure une longueur proportionnelle au poids 3 500^k du voussoir n° 2; cette longueur est égale à $\frac{3\,500}{10\,000} = 0^m,35$ et l'on achève le parallélogramme des forces; la diagonale de ce parallélogramme est la résultante des forces agissant sur le joint *cd* qu'elle coupe au point γ, centre de pression.

On opère successivement ainsi pour les autres éléments de la voûte et l'on obtient les autres centres de pression δ,ε,η et θ; on réunit ensuite par un trait continu ces différents centres de pression et l'on a la courbe de pression $\alpha,\beta,\gamma,\delta,\varepsilon,\eta$ et θ.

Enfin, comme vérification de l'équilibre on fait les surfaces des joints $\beta b,\gamma d,e\delta$,Gε,$i\eta$,Aθ, les plus rapprochés de l'intrados ou de l'extrados et l'on calcule la pression par centimètre carré qui agit sur chacun de ces joints pour s'assurer que cette pression ne dépasse pas la résistance dont sont capables les matériaux employés soit 10 kilogrammes, dans le cas qui nous occupe.

Vérifions, par exemple, la pression qui est transmise sur la portion de joint Gε appartenant au joint de rupture GH; cette portion de joint mesure à l'échelle adoptée $0^m,50$; par conséquent, la surface correspondante contient $50^c \times 100^c = 5\,000$ centimètres carrés. La diagonale *su* de parallélogramme des forces *stuv* représente l'intensité du poids agissant sur le joint de rupture, soit à l'échelle $1,95 \times 10\,000^k = 19\,500^k$ dont les 2/3 sont de 13 000^k; en divisant 13 000 par 5 000 nous aurons la pression à laquelle sera soumise par centimètre carré la portion de joint Gε; cette pression est de $1^k,63$; la courbe des pressions ne passe donc pas trop près de l'intrados au joint GH.

D'après un théorème de statique élémentaire, la valeur numé-

rique exacte de cette diagonale est égale à $\sqrt{P^2 + Q^2}$, en désignant par P le poids du massif considéré CDGH et par Q la poussée horizontale de la voûte ; elle serait donc ici exprimée par la relation :

$$R = \sqrt{\overline{16\,695}^2 + \overline{10\,000}^2} = 19\,460^k$$

et le relevé graphique donne. . . . . $19\,500^k$
C'est donc une différence en plus de . . . . . 40^k

absolument négligeable dans la pratique.

On agit de même pour chaque portion de joint afin de s'assurer que la voûte étudiée sera dans des conditions convenables de stabilité ; mais nous répéterons que les trois principaux joints à vérifier sont : le joint à clef, le joint de rupture et le joint des naissances.

Courbe des pressions dans la culée. — En appliquant ce que nous avons dit sur le tracé de la courbe des pressions dans un mur de soutènement soumis à l'action d'une force oblique appliquée sur sa face supérieure, on peut facilement prolonger cette courbe jusque sur les fondations. Comme nous le savons, cette force oblique est égale à la dernière résultante des forces agissant sur le joint des naissances de la voûte, au point 0, soit à $3{,}75 \times 10\,000^k = 37\,500^k$.

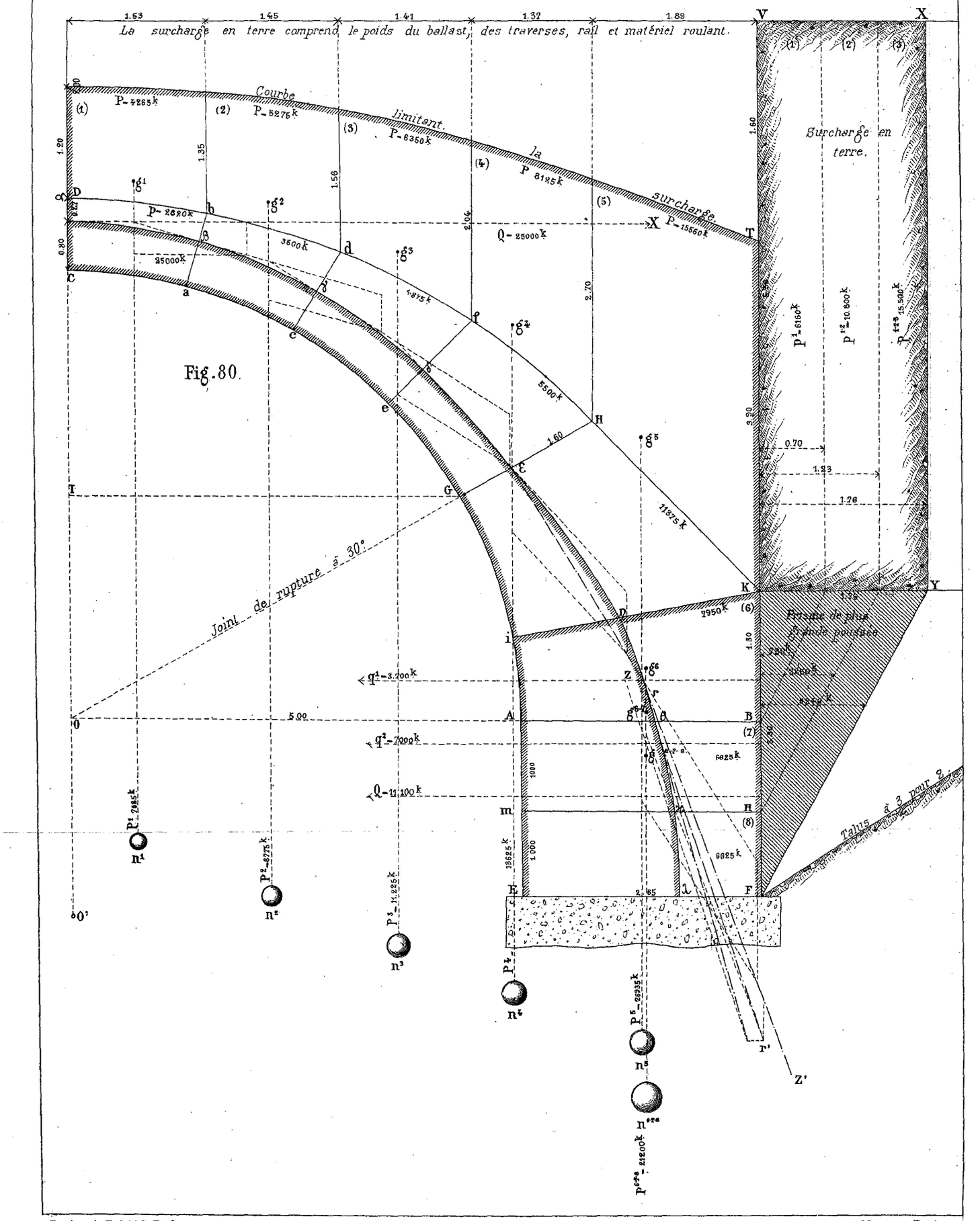
VOUTE AVEC SURCHARGE SOUMISE A LA POUSSÉE DES TERRES

Après avoir tracé le profil de la voûte, on le décompose en voussoirs fictifs convergents ; puis, on partage la surcharge en une série de prismes verticaux correspondant à l'extrados de chacun de ces voussoirs et l'on convertit en maçonnerie la surcharge en terre qui surmonte la voûte ; par ce moyen on obtient la courbe UT limitant la surcharge (fig. 80).

Ensuite on calcule la poussée à clef de la voûte par la formule de Navier, poussée que nous supposerons toujours appliquée au tiers supérieur du joint CD :

$$Q = \rho F$$

TRACÉ DE LA COURBE DES PRESSIONS



Paris, J. BAUDRY, Editeur.

Imp. Monrocq. Paris.

Où

$$\rho = 5^{m},00 \text{ et } F = \Big(0,80 + 1,20\Big) \times 2\,500^{k} = 5\,000^{k},$$

d'où l'on tire en remplaçant les lettres par leurs valeurs :

$$Q = 5 \times 5\,000^{k} = 25\,000^{k}.$$

On cherche les centres de gravité des massifs fictifs et l'on combine successivement les poids de ces massifs avec les résultantes des forces agissant sur chacun d'eux; on trouve ainsi les centres de pression $\alpha, \beta, \gamma, \delta, \varepsilon, \eta$.

A partir du dernier joint convergent iK, on suppose la voûte terminée et le massif iKEF représente le piédroit de la voûte, c'est-à-dire le massif directement soumis à la poussée des terres.

Pour trouver la valeur, aussi exacte que possible, des différentes poussées partielles produites par les divers prismes de plus grande poussée sur les massifs partiels composant le piédroit, il est d'usage de considérer chacun de ces prismes comme supportant sur sa base supérieure le poids d'une colonne de terre de hauteur égale à celle de la surcharge ; c'est ainsi que le premier prisme de poussée, qui a $0^{m},70$ de base suivant la ligne KY, reçoit un parallélipipède rectangle formant surcharge qui a pour volume :

$$0,70 \times 5,50 \times 1,00 = 2^{m},75$$

et pour poids :

$$2^{m},75 \times 1\,600^{k} = 6\,160^{k}.$$

D'un autre côté, le prisme lui-même pèse 730^{k}, ce qui donne un poids total de :

$$6\,160^{k} + 730^{k} = 6\,890^{k};$$

et en multipliant ce poids de $6\,890^{k}$ par 0,5352, valeur de la tangente de l'angle $\frac{\alpha}{2}$, on obtient la poussée :

$$q^{1} = 6\,890^{k} \times 0,5352 = 3\,700^{k} \text{ en nombre rond.}$$

Le même raisonnement conduirait aux valeurs des poussées q^{2} et Q.

Lorsqu'on a combiné la dernière résultante ZZ′, agissant au

point η_1 du joint iK, avec les poids 7 950 kilogrammes du massif iKAB, ce qui donne la résultante $r\ r'$, on combine cette dernière force avec la poussée q^1 et l'on obtient le point θ ou centre de pression sur le joint AB ; et ainsi de suite pour les autres joints.

La courbe de pression prolongée jusque sur la base du piédroit de la voûte est donc la courbe $\alpha,\beta,\gamma,\delta,\varepsilon,\eta,\theta,\varkappa,\lambda$, hachurée sur l'épure ci-contre.

On vérifie, comme nous l'avons indiqué précédemment, les différents joints de la voûte et du piédroit pour s'assurer que l'ouvrage sera stable.

Vérifions, par exemple, le joint λ F.

Ce joint mesure $0^m,90$; la surface qui lui correspond contient donc :

$$90 \times 100 = 9\,000 \text{ centimètres carrés.}$$

D'un autre côté, le joint total EF supporte une pression égale aux poids de la 1/2 voûte et des surcharges, soit un poids de $88\,845^k$ dont les 2/3 sont de $59\,230^k$; par conséquent, le joint λF est soumis à une force de :

$$\frac{59\,230^k}{9\,000} = 6^k,58 \text{ par centimètre carré.}$$

Cette pression étant inférieure à la limite de résistance pratique des matériaux employés qui est de 10 kilogrammes, la courbe des pressions passe bien sur la base EF du piédroit. On voit aussi que le piédroit ne glissera pas sur la base.

ERREURS INHÉRENTES AUX PROCÉDÉS GRAPHIQUES. — RECTIFICATION DE CES ERREURS PAR LE CALCUL

Quand les piédroits ont une grande hauteur, les points de la courbe des pressions n'y peuvent, généralement, pas être tracés avec une grande précision, parce que les angles des parallélogrammes des forces deviennent de plus en plus aigus, et les résultantes se rapprochent trop de la verticale ; dans ce cas, on détermine par le calcul les divers points de la courbe de pression

sur les massifs partiels composant les piédroits, comme l'indiquent MM. Dupuit et Croizette-Desnoyers dans leurs ouvrages sur les ponts en maçonnerie.

Nous analysons ci-après les procédés employés par ces ingénieurs, en joignant à notre exposé certaines observations de détails qui nous ont paru de nature à faciliter l'intelligence de ces procédés.

Equation générale de la courbe des pressions. — Si l'on représente (fig. 81) par :

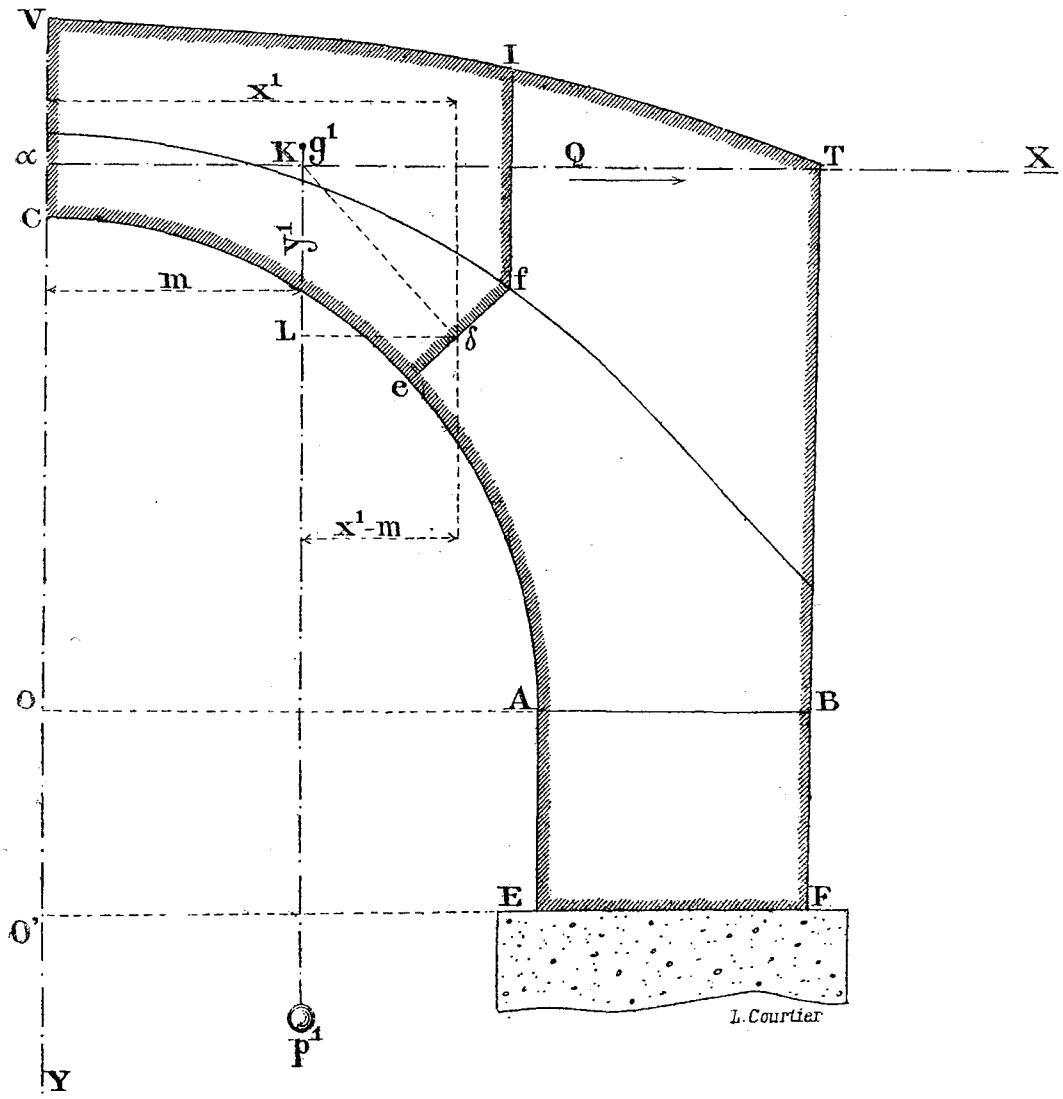


Fig. 81.

Q, la poussée horizontale d'une voûte ;

p^1, le poids des maçonneries et de leurs surcharges au-dessus d'un joint quelconque *ef ;*

g^1, le centre de gravité du massif correspondant *Cef*IV ;

δ, le point de la courbe de pression sur le joint considéré *ef* ;

x^1, la distance du point δ à l'axe de la voûte ;

Les lignes KL et Lδ seront, avons-nous vu, proportionnelles à p^1 et à Q, puisque le point δ doit être situé sur la direction de la résultante des forces.

En prenant donc pour axe des coordonnées des points de la courbe de pression, dans une voûte, les lignes αX et αY et en désignant par m la distance du centre de gravité g^1 à l'axe de la voûte, on aura la relation suivante :

$$\frac{\text{KL}}{\text{L}\delta} = \frac{y^1}{x^1 - m} = \frac{p^1}{\text{Q}};$$

d'où l'on tire :

$$y^1 = \frac{p^1}{\text{Q}}\left(x^1 - m\right). \qquad (1)$$

Cette dernière expression constitue l'équation générale de la courbe de pression donnée par Dupuit dans son traité de l'*Equilibre des voûtes*.

L'équation (1), qui est de forme simple, peut servir à calculer la position des points de la courbe de pression dans les piédroits ; mais il ne serait pas commode de l'employer pour le corps des voûtes, car si l'on voulait remplacer p^1 et m par leurs valeurs en fonction de la courbe d'intrados, de celle d'extrados et des surcharges, et de la direction des joints, on arriverait à des expressions compliquées et d'un usage difficile.

Par suite, il est préférable de déterminer les points de la courbe de pression, dans les voûtes proprement dites par le procédé graphique de Méry, qui fixe ces points avec une assez grande précision : en effet, les résultantes des forces ayant des directions sensiblement normales aux joints des voussoirs fictifs, les constructions graphiques ne donnent que des erreurs minimes et parfaitement négligeables dans la pratique.

DÉTERMINATION PAR LE CALCUL DES POINTS DE LA COURBE DES PRESSIONS DANS LES PIÉDROITS

1° *Piédroits à parements verticaux.* — Soient (fig. 82) :

p, le poids de la demi-voûte CVTBA, surcharges comprises;

p', le poids de la partie du piédroit supérieure au joint EF sur lequel le point de la courbe de pression est à déterminer;

P, la résultante de ces deux poids;

Q, la poussée horizontale de la voûte, qui est une constante;

d, la distance à l'axe de la voûte du centre de gravité g correspondant à p;

d', la distance à l'axe de la voûte du centre de gravité g^1 correspondant à p';

D, la distance à l'axe de la voûte du centre de gravité G correspondant à P;

x la distance du point λ de la courbe de pression sur le joint EF, à l'axe de la voûte considérée;

Si, dans l'équation générale (1) de la courbe de pression :

$$y^1 = \frac{p^1}{Q}\left(x^1 - m\right)$$

nous remplaçons les lettres par celles qui leur correspondent dans une demi-voûte complète, avec ses surcharges et ses piédroits (fig. 82), nous aurons :

$$y = \frac{P}{Q}\left(x - D\right)$$

d'où :

$$Qy = P\left(x - D\right) \qquad (2)$$

mais,

$$P = p + p' \text{ et } D = \frac{pd + p'd'}{p + p'};$$

substituons, dans l'équation (2) les nouvelles valeurs de P et de D, nous obtiendrons :

$$Q = \left(p + p'\right)x - \left[\left(p + p'\right)\left(\frac{pd + p'd'}{p + p'}\right)\right]$$

Simplifions, il restera :

$$Qy = \left(p + p'\right) x - \left(pd + p'd'\right) \qquad (3)$$

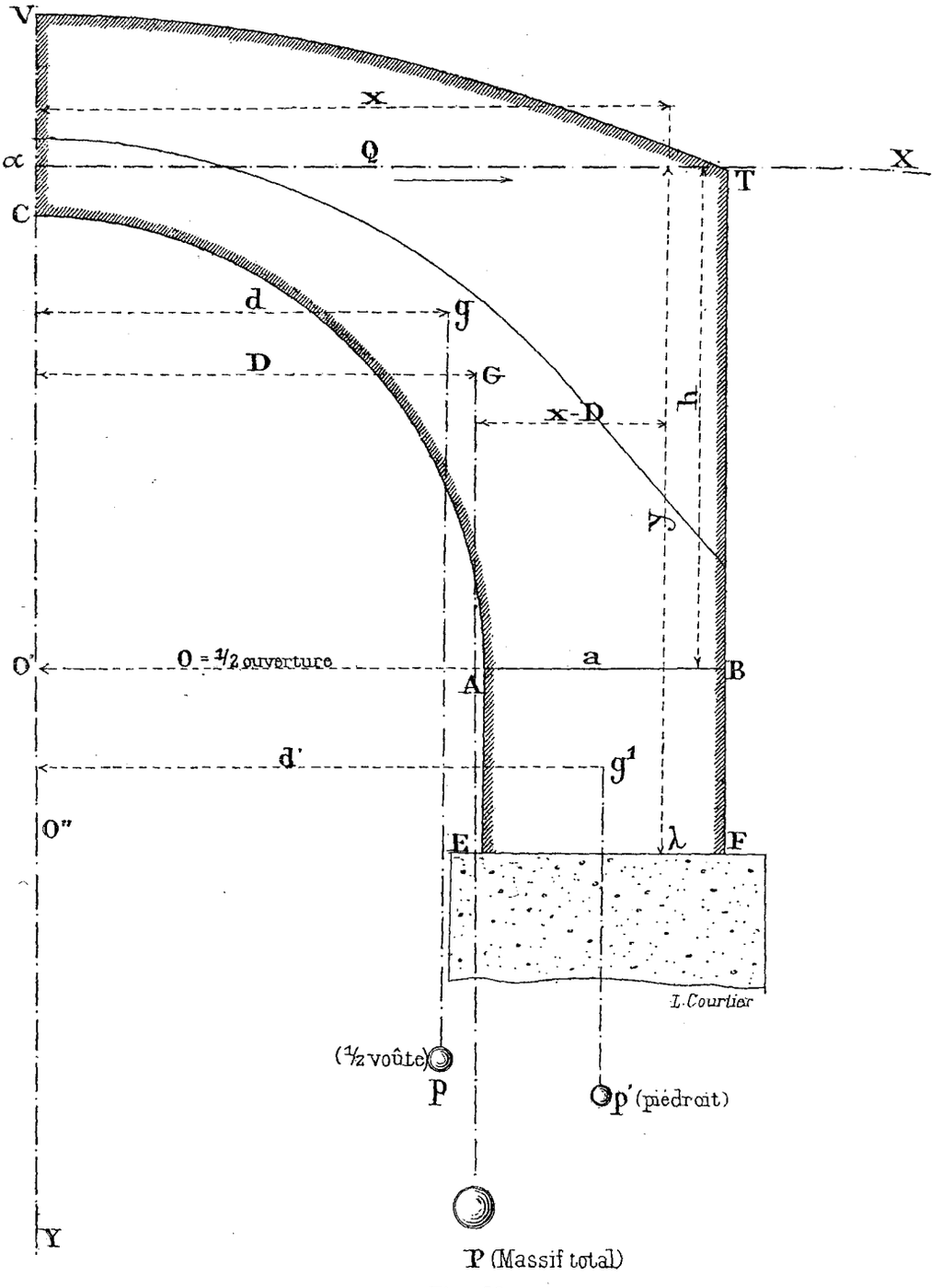


Fig. 82.

On détermine, comme nous l'avons dit plus haut, les valeurs de p et de d par les procédés graphiques et l'on doit considérer ces valeurs comme des constantes en ce qui concerne le piédroit.

Si, maintenant, on désigne par :

a l'épaisseur aux naissances ;
O la demi-ouverture de la voûte ;
π le poids du mètre cube de maçonnerie ;
h la hauteur du point d'application de la poussée au-dessus des naissances ;

on aura :

$$p' = \pi a \left(y - h\right) ; d' = 0 + \frac{a}{2} ,$$

par suite, l'équation (3) deviendra :

$$Qy = \left[p + \pi a \left(y - h\right)\right] x - pd - \pi a \left(0 + \frac{a}{2}\right) \left(y - h\right)$$

et enfin la distance du point de passage de la courbe de pression sur le joint EF sera fixée par la relation suivante :

$$x = \frac{Qy + pd + \left(\pi a 0 + \pi \frac{a^2}{2}\right) \left(y - h\right)}{p + \pi a \left(y - h\right)} \tag{4}$$

Joint des naissances. — Si l'on fait $y = h$ dans la formule (4), le piédroit devient nul et la valeur de x prend la forme simplifiée ci-dessous :

$$x = \frac{Qh}{p} + d ;$$

cette valeur représente l'abscisse de la courbe des pressions au niveau des naissances.

Digression théorique. — En divisant les deux termes du second membre de l'équation (4) par y, on trouve :

$$x = \frac{Q + \frac{pd}{y} + \left(\pi a 0 + \frac{\pi a^2}{2}\right) \left(1 - \frac{h}{y}\right)}{\frac{p}{y} + \pi a \left(1 - \frac{h}{y}\right)} \tag{5}$$

Posons ensuite $y = \infty$, il viendra :

$$x = \frac{Q + \pi a 0 + \pi \frac{a^2}{2}}{\pi a} = \frac{Q}{\pi a} + 0 + \frac{a}{2} \tag{6}$$

Cette équation représente l'abscisse d'un point de la courbe de pression dont la position est à une distance $\frac{Q}{\pi a}$ au delà du milieu du piédroit, puisque la distance de ce milieu à l'axe de la voûte est :

$$0 + \frac{a}{2}.$$

L'équation (6) permet, en outre, de déterminer les limites d'épaisseur qui correspondent à certaines positions de la courbe des pressions.

Ainsi pour le cas d'équilibre strict, c'est-à-dire celui pour lequel la courbe des pressions passerait exactement par le pied du parement extérieur du piédroit, il suffit de poser :

$$\frac{Q}{\pi a} = \frac{a}{2};$$

d'où l'on tire :

$$\text{(Equilibre strict)} \quad a = \sqrt{\frac{2Q}{\pi}};$$

Pour qu'un piédroit offre une résistance au renversement qui inspire toute sécurité il faut, comme le dit Dejardin, dans sa *Routine de l'établissement des voûtes*, que son moment d'inertie dépasse, dans un certain rapport, le moment qui mesure la tendance au renversement. Ce rapport est ce que l'on appelle le *coefficient de stabilité*.

La valeur numérique d'un coefficient de stabitité est évidemment arbitraire puisqu'elle dépend du degré de hardiesse du constructeur. Un grand nombre d'ingénieurs ont donné à ce coefficient une valeur de 2 à 1,90, en se fondant principalement sur la mesure de stabilité qu'offrent les constructions établies par Vauban.

Mais, si l'on fait la même vérification en l'appliquant aux admirables édifices du style sarrasin, ou seulement à un grand nombre de ponts suspendus, qui ont été construits en France et en Angleterre, on trouve fréquemment un coefficient de stabilité bien plus faible et qui descend à 1,50.

Cette dernière valeur que nous proposons d'adopter, dans les cas ordinaires de la pratique, paraîtra d'autant plus rassurante que les piédroits des voûtes reçoivent sur leur parement postérieur la

pression des terres, laquelle concourt directement à la stabilité ; cependant, il n'en serait pas de même si le prisme de plus grande poussée venait à recevoir des surcharges assez grandes pour rejeter brusquement la courbe des pressions vers l'intérieur de la voûte.

D'après ce qui précède, la valeur de a serait, pour le cas de la stabilité pratique, exprimée par la relation suivante :

$$\text{(Equilibre pratique)} \qquad a = \sqrt{\frac{3Q}{\pi}}.$$

Si la courbe des pressions passait au $\frac{1}{3}$ de l'épaisseur de la base du piédroit, du côté des terres, condition fort désirable à remplir, puisque la base commencerait à être comprimée, il faudrait poser :

$$\frac{Q}{\pi a} = \frac{a}{2 \times 3} = \frac{a}{6} ;$$

d'où :

$$\text{(Equilibre désirable)} \qquad a = \sqrt{\frac{6Q}{\pi}}.$$

Toute la discussion que nous venons de développer ne peut être, bien entendu, qu'une abstraction, car une hauteur infinie de piédroit supposerait une résistance infinie à l'écrasement, et une pareille hypothèse sort du domaine de la pratique.

2° *Piédroits à parements extérieurs inclinés.* — Dans ce cas, on décompose le trapèze que forme le piédroit au-dessus du joint EF (fig. 83) en deux parties : l'une rectangulaire, l'autre triangulaire ; on a donc à considérer trois poids partiels p, p', p'' et leur résultante P, ainsi que les distances d, d' d'' et D des centres de gravité de ces poids à l'axe de la voûte.

Alors on a :

$$P = p + p' + p'' \quad \text{et} \quad D = \frac{pd + p'd' + p''d''}{p + p' + p''}$$

En mettant ces valeurs dans l'équation générale (2) de la courbe de pression :

$$Qy = P\left(x - D\right)$$

On obtient :

$$Qy = \left(p + p' + p''\right) x - \left[\left(p + p' + p''\right)\left(\frac{pd + p'd' + p''d''}{p + p' + p''}\right)\right]$$

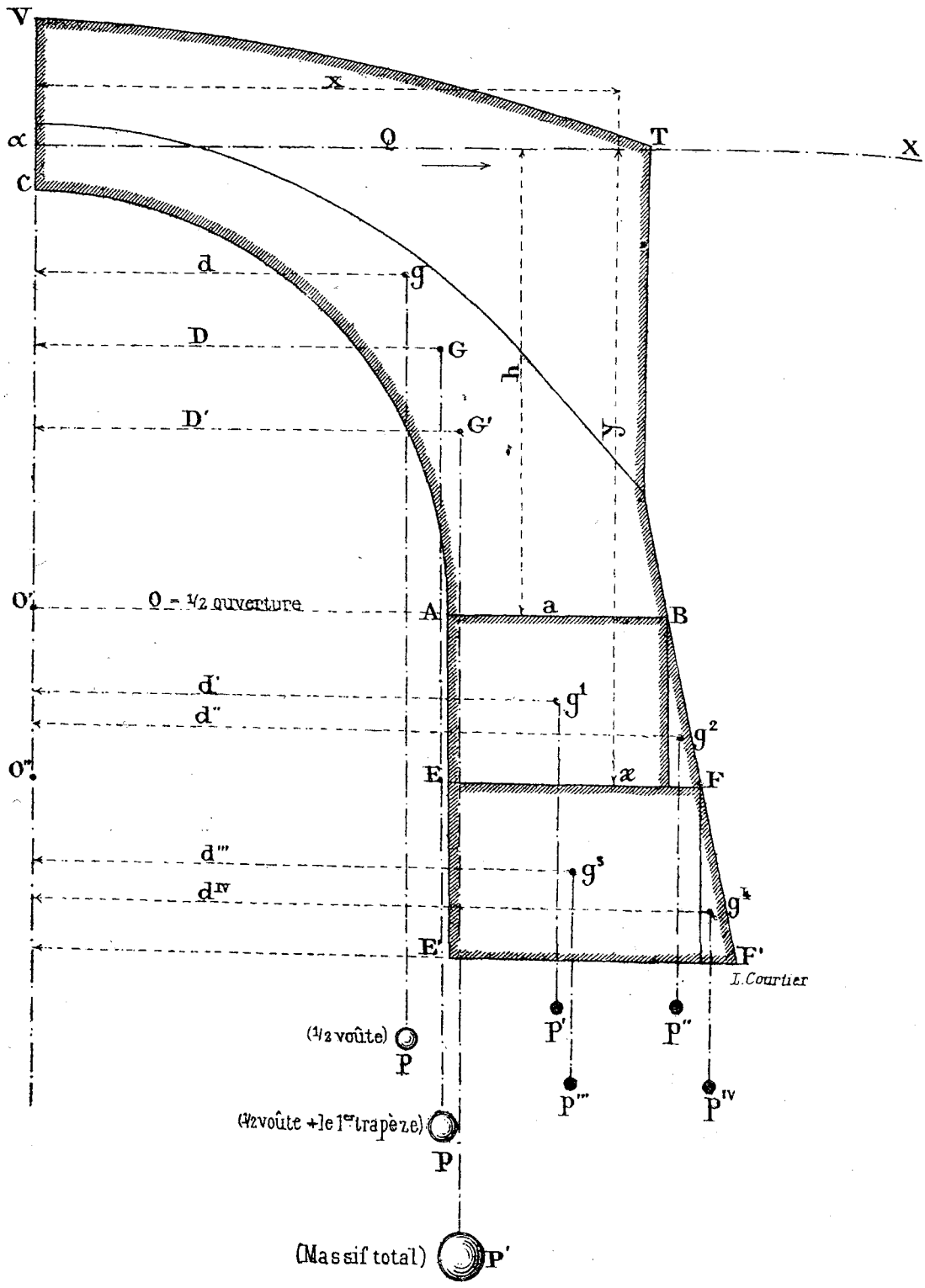


Fig. 83.

Simplifions, il reste :

$$Qy = \left(p + p' + p''\right) x - \left(pd + p'd' + p''d''\right)$$

d'où l'on tire pour la distance à l'axe de la voûte du point $\varkappa$ de la courbe de pression sur le joint EF :

$$x = \frac{Qy + pd + p'd' + p''d''}{p + p' + p''} \tag{7}$$

On pourrait, comme nous l'avons déjà dit, calculer les valeurs de p et d en fonction de y et de la demi-voûte ; mais il est plus simple et suffisant dans les applications de remplacer ces éléments par leurs valeurs graphiques.

Observation. — La décomposition que nous avons faite du trapèze a pour but de faciliter les calculs, car les distances des centres de gravité correspondant aux deux parties du piédroit sont respectivement égales à :

$$d' = 0 + \frac{a}{2} \quad \text{et} \quad d'' = 0 + a + \frac{n\,(y - h)}{3} ;$$

n étant le fruit par mètre du parement incliné.

Si le piédroit se composait de plusieurs trapèzes, la valeur de $\varkappa$ conserverait toujours la même forme ; ainsi, pour deux trapèzes situés au-dessus du joint E'F', on aurait évidemment :

$$x = \frac{Qy + pd + p'd' + p''d'' + p'''d''' + p^{\text{IV}}d^{\text{IV}}}{p + p' + p'' + p''' + p^{\text{IV}}} \tag{8}$$

3° *Piédroits à parements extérieurs avec retraites.* — Ce cas se ramène au précédent, en supposant qu'une ligne inclinée passe par le milieu ou par le sommet de chaque retraite, selon que l'une de ces deux dispositions répond mieux que l'autre aux conditions de la stabilité pratique de l'ouvrage considéré (fig. 83).

APPLICATIONS NUMÉRIQUES

Iº Piédroits a parements verticaux

Soit la demi-voûte avec sa surcharge représentée par la figure 84.

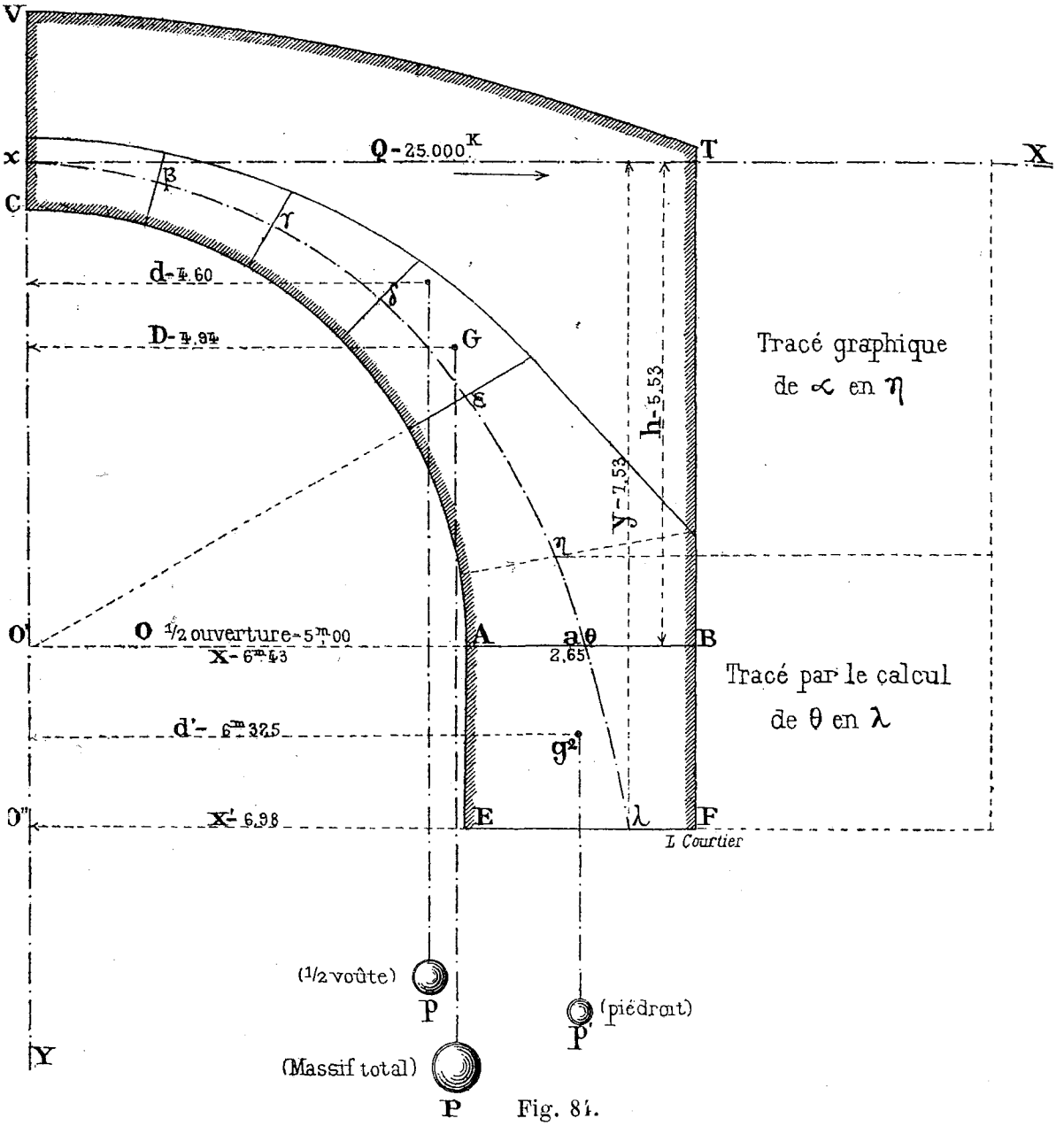


Fig. 84.

Nous avons les données suivantes :

$Q = 25\,000^{k}$	$p' = 13\,250^{k}$	$d = 4^{m},60$
$p = 75\,595^{k}$	$\pi = 2\,500^{k}$	$a = 2^{m},65$
$h = 5^{m},53$	$y = 7^{m},53$	

1° *Joint aux naissances.* — La formule :

$$x = \frac{Qh}{p} + d$$

donne :

$$x = \frac{25\,000^{k} \times 5^{m},53}{75\,595^{k}} + 4^{m},60 = 6^{m},43$$

2° *Base du piédroit.* — La formule suivante donne pour la valeur de x'.

$$x' = \frac{Qy + pd + \left(\pi a O + \pi \ \frac{a^2}{2}\right)\left(y - h\right)}{p + \pi \ a \ (y - h)}$$

Faisons les calculs élémentaires :

$Qy = 25\,000^{k} \times 7,53$ 188 250

$pd = 75\,595^{k} \times 4,60$ 347 777

$\left.\begin{array}{l}\pi a \ O = 2\,500^{k} \times 2,65 \times 5 = 33\,125 \\ \pi \ \frac{a^2}{2} = 2\,500^{k} \times \frac{\overline{2,65}^2}{2} = 8\,779\end{array}\right\}$ 41 904

$y - h = 7^{m},53 - 5^{m},53 = 2^{m}$

$41\,904 \times 2$ 83 808

TOTAL. 619 795

$\left.\begin{array}{l}p = \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 75\,595 \\ p' = \pi a \ (y - h) = 2\,500^{k} \times 2,65 \times 2 = 13\,250\end{array}\right\}$ 88 845

et

$$x' = \frac{619\,795}{88\,845} = 6^{m},98$$

Cas où l'on tient compte de la poussée des terres. — Le point où la résultante générale des pressions, y compris la poussée des terres contre les culées, atteint la base du piédroit, peut toujours être facilement déterminée, soit par des constructions graphiques, soit par des calculs analogues à ceux que nous avons indiqués plus haut ; d'ailleurs, cette vérification, qui permet d'apprécier les conditions de stabilité d'un pont, au point de vue de l'écrasement des matériaux est, très souvent, plus que suffisante pour les besoins de la pratique.

Dans ce cas, les deux forces horizontales à combiner que nous appellerons :

Q poussée horizontale de la voûte,
R ———————— d° ——— des terres

sont directement opposées l'une à l'autre et elles donnent une résultante Q′ égale à leur différence et qui pourra, suivant les valeurs respectives de ces forces, être dirigée, tantôt dans un sens, tantôt dans un autre ; il faudra donc remplacer Q par Q′ dans les équations précédentes relatives aux piédroits.

Si Q dépasse R, la partie basse de la courbe de pression s'incline vers le parement extérieur du piédroit de la voûte, tout en conservant sa courbure dans le même sens qu'au-dessus du joint EF.

Si R surpasse Q, la courbe s'infléchit vers l'axe de la voûte ; il peut même arriver que R devienne suffisamment grand pour que la courbe de pression sorte de la culée vers l'intérieur de la voûte, ce qui conduirait à une rupture ; ou bien que cette force passe trop près de l'arête intérieure du piédroit, ce qui ne satisferait pas non plus aux conditions d'une bonne stabilité pratique ; il faudra donc augmenter l'épaisseur du piédroit d'une quantité suffisante (à chercher par tâtonnements successifs) pour satisfaire aux besoins de l'équilibre pratique.

IIº Piédroits a parements extérieurs inclinés

Proposons-nous maintenant de tracer la courbe des pressions dans le piédroit d'une voûte présentant une inclinaison du côté des terres (fig. 85).

Les données sont les suivantes :

p =	74 540^k	P =	88 790^k	Q =	25 000^k	d' =	6^m,33
p' =	13 250^k	p''' =	13 250^k	d =	4^m,50	d'' =	7,78
p'' =	1 000^k	p^{iv} =	1 000^k	D =	4^m,81	d''' =	6,53
P =	88 790^k	P′ =	103 040^k	D′ =	5^m,06	d^{iv} =	8,18

1° *Joint des naissances.* — La formule :

$$x = \frac{Qh}{p} + d$$

donne, en remplaçant les lettres par leurs valeurs numériques :

$$x = \frac{55\,000^k \times 5{,}53}{74\,540} + 4^m{,}50 = 6^m{,}36$$

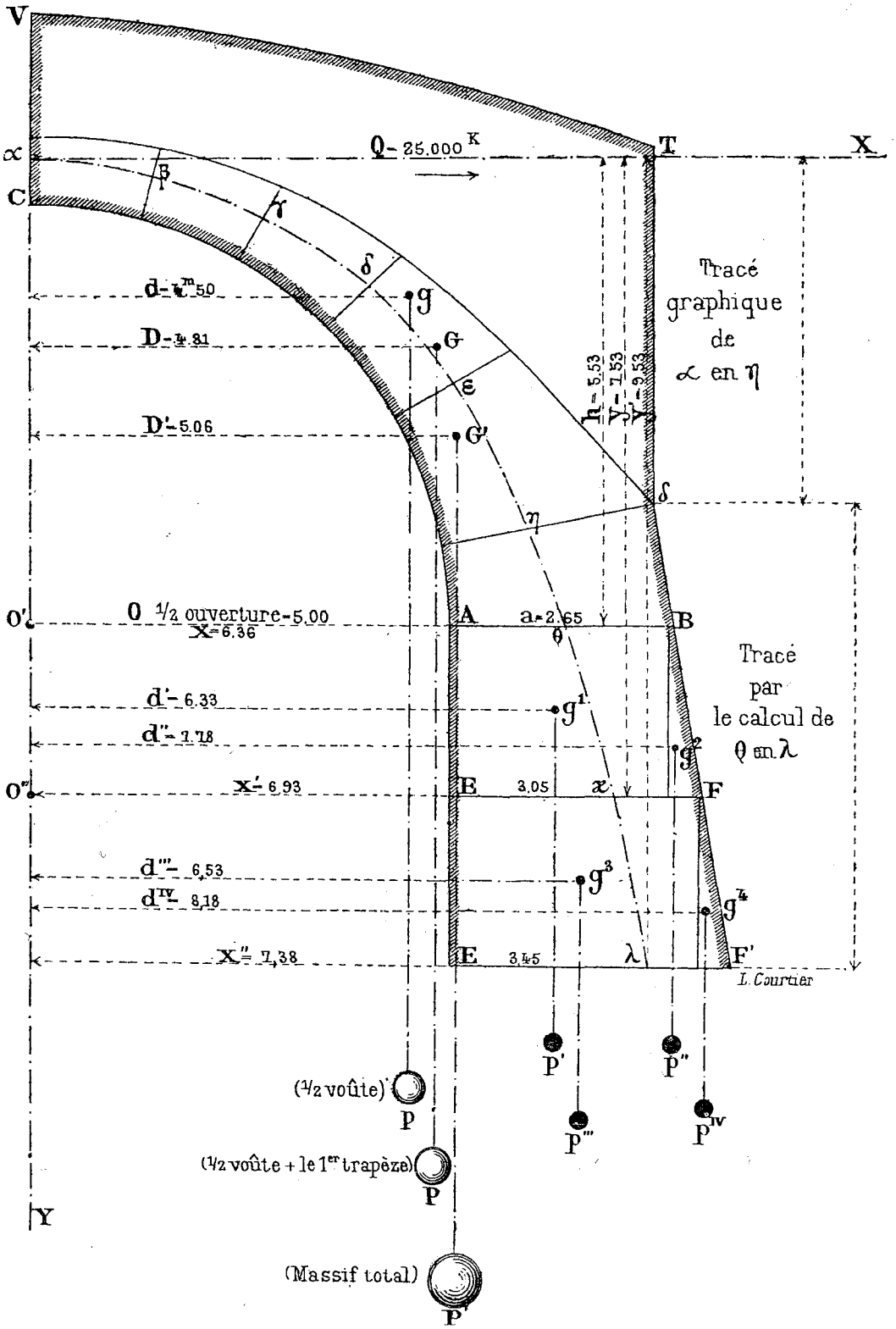


Fig. 85.

2° *Joint* EF. — On a pour la valeur de x' :

$$x' = \frac{Qy + pd + p'd' + p''d''}{p + p' + p''}$$

Faisons les calculs élémentaires :

$$\left.\begin{array}{rrrrr} Qy & = & 25\,000^{k} & \times 7{,}53 & = 188\,250 \\ pd & = & 74\,540 & \times 4{,}50 & = 335\,430 \\ p'd' & = & 13\,250 & \times 6{,}33 & = 83\,873 \\ p''d'' & = & 1\,000 & \times 7{,}78 & = 7\,780 \end{array}\right\} 615\,333$$

et

$$x = \frac{615\,333}{88\,790} = 6^{m},93$$

3° *Joint* E'F'. — La valeur de x'' est donnée par la relation suivante :

$$x'' = \frac{Qy + pd + p'd' + p''d'' + p'''d''' + p^{IV}d^{IV}}{p + p' + p'' + p''' + p^{IV}}$$

Les calculs élémentaires donnent :

$$\left.\begin{array}{rrrrr} Qy & = & 25\,000^{k} & \times 9{,}53 & = 238\,250 \\ pd & = & \ldots\ldots\ldots & & 335\,430 \\ p'd' & = & \ldots\ldots\ldots & & 83\,873 \\ p''d'' & = & \ldots\ldots\ldots & & 7\,780 \\ p'''d''' & = & 13\,250 & \times 6{,}33 & = 86\,523 \\ p^{IV}d^{IV} & = & 1\,000 & \times 8{,}18 & = 8\,180 \end{array}\right\} 760\,036 ;$$

et

$$x'' = \frac{760\,036}{103\,040} = 7^{m},38$$

Comme on le voit, les calculs sont faciles à faire, puisque les surfaces et les distances des centres de gravité appartiennent toujours à des rectangles et à des triangles.

Observation. — Si le piédroit présentait, du côté des terres, un parement courbe, il suffirait de remplacer les éléments de cette courbe par des fragments de lignes droites assez petits pour ne pas commettre de grandes erreurs dans l'évaluation des surfaces ; puis l'on continuerait les calculs comme il vient d'être dit.

TRACÉ ET CALCUL DES DIMENSIONS DES PILES

Tracé. — On appelle piles d'un pont les appuis intermédiaires établis entre les rives du cours d'eau que l'ouvrage doit traverser. La section des piles proprement dites est un rectangle dont la lon-

gueur est égale à la dimension transversale du pont et dont la largeur est calculée d'après le poids que la pile doit supporter. Mais on termine les piles du côté d'amont et du côté d'aval par des massifs de maçonnerie faisant saillie et auxquels on donne le nom d'*avant-becs* et d'*arrière-becs*. Ces massifs sont destinés à garantir la pile contre le choc des corps flottants ; ils doivent s'élever jusqu'à la hauteur des plus hautes eaux, ce qui explique pourquoi, dans les ponts en plein cintre et en anse de panier ou elliptiques, ils s'élèvent souvent au-dessus des naissances.

La forme des avant-becs et arrière-becs doit être choisie de manière à faciliter l'écoulement des eaux et à éviter les tourbil-

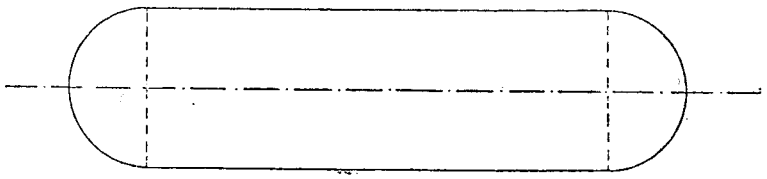


Fig. 86.

lonnements ; une forme aiguë paraîtrait donc devoir être préférée ; mais les becs seraient alors exposés à être détruits par le choc des glaces; aussi adopte-t-on généralement la forme demi-circulaire pour les piles des ponts droits (fig. 86).

Dans les ponts biais, on donne aux becs une forme composée de deux arcs de cercle qui se raccordent entre eux et avec les piédroits. Soit AA′DD′ la section de la pile proprement dite (fig. 87) ; par le milieu K de AD on mène une parallèle IH aux côtés AA′ et DD′ et l'on prend sur cette droite une longueur KI égale AK ; puis on mène par le point I une droite BC parallèle à A D et terminée, de part et d'autre, aux prolongements de A A′ et de D D′ ; c'est dans le parallélogramme A B C D que l'ensemble des deux arcs doit être compris.

Pour les tracer, on élèvera en I une perpendiculaire IN à la droite B C et aux points A et D et on élèvera sur les côtés A A′ et D D′ des perpendiculaires qui rencontreront respectivement I N aux points O et O′. Le point O sera également distant de A A′ et de B C ; par conséquent, l'arc A I décrit de ce point comme centre sera tangent à ces deux droites en A et en I. Le point O′ sera

également distant de B C et de D D′ ; par conséquent, l'arc I D décrit de ce point, comme centre, sera tangent à ces droites en I et en D.

Les deux arcs se raccorderont au point I.

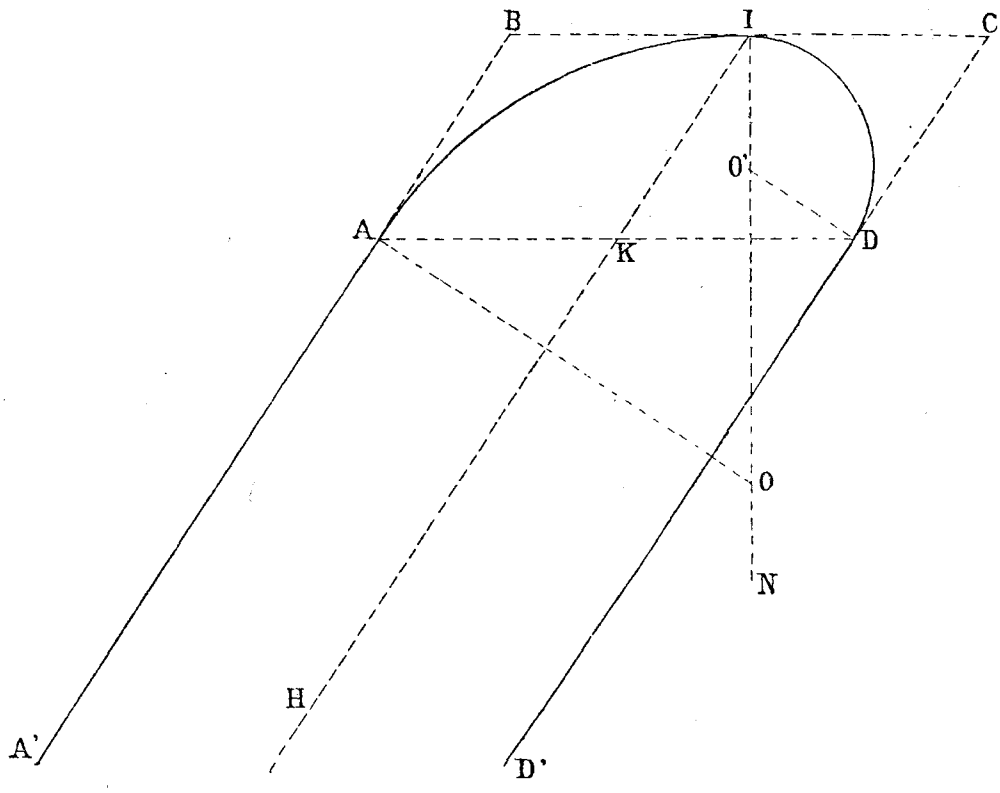


Fig. 87.

On donne aux parois d'un pile un léger talus ou fruit qui ne doit pas dépasser 1/20 ou 1/15.

Calcul. — Dans le calcul des dimensions des piles, nous distinguerons deux cas qui se présentent journellement dans la pratique, savoir :

1° Le cas d'une pile supportant deux voûtes symétriques et symétriquement chargées ;

2° Le cas d'une pile supportant deux voûtes d'ouverture différentes ou non symétriquement chargées.

Voûtes symétriques et symétriquement chargées. — Chaque pile de pont en pierre reçoit de l'arche qui la précède et de l'arche qui la suit deux poussées égales et de sens contraire, dans le cas usuel de voûtes symétriques ; d'où il résulte que la pile n'éprouve

aucune tendance au renversement, ni au glissement sur sa base ; mais elle supporte les poids des deux demi-voûtes adjacentes, indépendamment de son propre poids ; et c'est d'après cette considération que son épaisseur doit être calculée. Il faut que, si l'on divise la somme de ces poids par l'aire de la base de la pile, on obtienne un quotient inférieur au poids par centimètre carré que les matériaux employés peuvent supporter d'une manière permanente, sans danger de rupture ; ce poids varie de 5 à 10 kilogrammes.

Pour les piles à petites sections qui ont une certaine hauteur, on ne doit pas dépasser 5 à 6 kilogrammes de charge par centimètre carré.

Pour les piles peu élevées, on peut néanmoins atteindre la charge de 8 à 10 kilogrammes par centimètre carré ; mais alors on doit prendre les précautions nécessaires pour que les tassements des maçonneries intérieures soient les mêmes que celles des parements qui sont ordinairement en moellons d'appareil ou en pierre de taille ; il suffit pour cela d'augmenter légèrement l'épaisseur des joints du parement, et de maçonner serré dans l'intérieur.

Tout d'abord, pour construire l'épure du pont et avoir une base d'évaluation des poids à répartir sur le joint supérieur AB de la pile, on calcule la largeur de ce joint ou de la pile par la formule empirique :

$$E = 2\,c$$

dans laquelle E est la largeur du joint ;
et c l'épaisseur à la clef des voûtes reposant sur une pile.

Soient deux voûtes égales et symétriquement chargées de 5 mètres de rayon à faire reposer sur une pile ; on demande l'épaisseur de cette pile (fig. 88).

L'épaisseur à la clef de ces voûtes est de $0^m,80$, calculée par la formule de Dejardin ; par conséquent, l'épaisseur de la pile est égale à :

$$E = 0,80 \times 2 = 1^m,60 ;$$

nous adopterons, de sentiment, la largeur de $1^m,50$ pour le joint AB, afin de montrer que l'emploi de la formule précédente n'est qu'une façon d'avoir, au départ, une largeur raisonnablement approchée

de la réalité et de ne pas faire de suppositions inadmissibles au point de vue pratique.

Ensuite, on trace les profils des voûtes et de leurs surcharges, on en calcule les poids par les procédés connus et l'on dresse les tableaux qui se trouvent de chaque côté de la figure 88 (planche IX).

Le poids agissant sur le joint des naissances A B se compose, avons-nous dit :

1° Du poids des 1/2 voûtes ; 2° du poids de la surcharge qui pèse sur ces 1/2 voûtes, ce qui donne, d'après les tableaux précédents :

$$\left.\begin{array}{l}\text{Poids des 1/2 voûtes} = 50\,365^{k} \\ \text{Poids de la surcharge} = 23\,040^{k}\end{array}\right\} 73\,400^{k} \text{ en nombre rond.}$$

Si nous admettons que la maçonnerie puisse supporter 6 kilogrammes par centimètre carré, ou 60 000 kilogrammes par mètre carré, la largeur de la pile, puisque la pression est supposée uniformément répartie, sera égale à :

$$\frac{73\,400}{60\,000} = 1^{m},223, \text{ soit } 1^{m},25 \text{ aux naissances.}$$

D'un autre côté, si la hauteur de la pile est de $3^{m},50$, en désignant par x la largeur à la base, le poids de la pile par mètre courant sera en le désignant par p :

$$p = \frac{1,25 + x}{2} \times 3,50 \times 2\,500^{k}$$

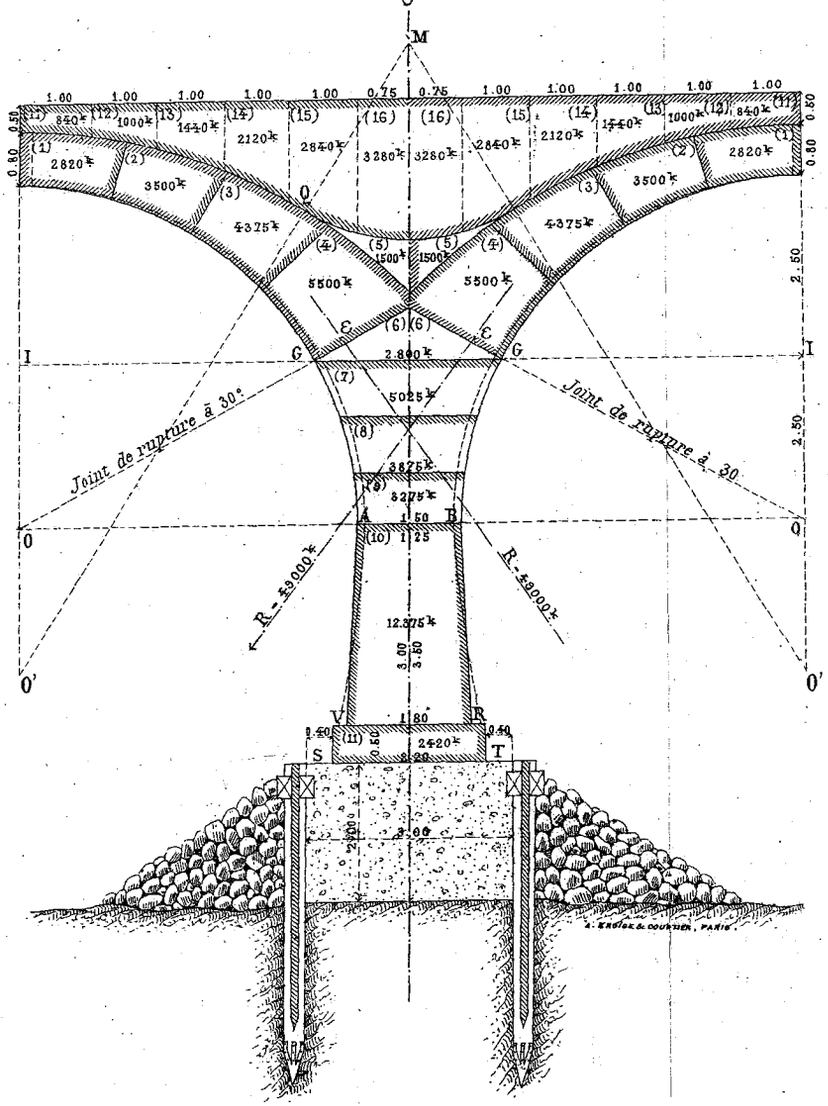
et le poids total sur la fondation en béton sera de :

$$P = 73\,400^{k} + \frac{1,25 + x}{2} \times 3,50 \times 2\,500^{k};$$

la charge passant par le milieu de la fondation qui est supposée ne pouvoir supporter que 4 kilogrammes par centimètre carré ou 40000 kilogrammes par mètre carré, nous aurons l'équation suivante :

$$x \times 40\,000^{k} = 73\,400^{k} + \frac{1,25 + x}{2} \times 3,50 \times 2\,500^{k}$$

Fig. 88.



Poids des Maçonneries :		
Coté gauche	1	2820k
	2	3500.
	3	4375.
	4	5500.
	5	1500.
	Total	17695k
Côté droit		17695.
Poids total au joint à 30°		35930k
	6	2800.
	7	5025.
	8	3875.
	9	3275.
Poids total au joint AB		50365k
	10	12375.
	11	2420.
Poids total à la base		65160k

La densité des maçonneries = 2500k

Poids du béton = 12.600k

Poids total des maçonneries sur le sol de fondation :

65.160k + 12.600k	77.760k
Poids des terres	23.040k
Poids total	100.800k

Poids des Terres :		
Côté gauche	11	840k
	12	1000.
	13	1440.
	14	2120.
	15	2840.
	16	3280.
	Total	11.520k
Côté droit		11.520.
Poids total		23.040k

La densité des terres a été supposée de 1600k

Le sol de fondation supporte par centimètre carré une pression de :

$\frac{100.800^k}{30.000} = 3^k36$

1834

Paris J. BAUDRY, Editeur.

Imp. Monrocq. Paris.

d'où l'on tire pour la valeur de x :

$$x = \frac{157\,738}{71\,250} = 2{,}21, \text{ soit } 2^{m},20 \text{ à la base.}$$

Le fruit total sera donc de :

$$2^{m},20 - 1^{m},25 = 0^{m},95,$$

soit de :

$$\frac{0.95}{2} = 0^{m},475$$

pour chaque parement, ce qui correspond au 1/14 environ.

Ce système a l'inconvénient de produire parfois des piles peu gracieuses quand la hauteur est faible ; il vaut mieux adopter un fruit moins fort que celui du calcul et raccorder les parements de la pile avec la base par un arc de cercle ou mieux un arc d'ellipse (fig. 89). Certains constructeurs ont donné aux parements une forme parabolique qui n'est pas sans élégance (fig. 90).

Souvent même, et c'est ce que nous avons fait ici, on augmente la largeur aux naissances et l'on donne un fruit de 1/20 aux parements de la pile ; puis on élargit la base en formant un socle d'une largeur convenable pour faire travailler la fondation conformément aux résultats du calcul (fig. 91). — Nous rappellerons que tout changement de profils fait varier les poids et, par suite, modifie la position des centres de gravité et toutes les valeurs qui entraient dans les calculs relatifs aux profits primitifs des voûtes ; il faudra donc, à chaque fois, recommencer toutes les opérations pour satisfaire aux modifications de profils successivement essayées par voie de tâtonnement.

Si l'on avait à tenir compte des surcharges accidentelles occasionnées par le passage ou le stationnement de lourds trains de marchandises sur l'ouvrage, on pourrait les ajouter aux charges permanentes pour déterminer les dimensions à donner aux piles ; mais généralement on les négligera par la raison que le poids des maçonneries supérieures au joint AB est toujours bien plus grand que le poids des surcharges dues à la circulation.

D'après ce qui précède, on voit qu'il ne suffit pas, dans un tracé de pont, de satisfaire aux lois de la stabilité ; il faut encore que l'ouvrage présente, dans son ensemble, des proportions architecturales convenables ; et, pour arriver à contenter l'œil, on est

souvent obligé de modifier les dimensions calculées des piles. Mais jamais on ne devra se tenir au-dessous des résultats obtenus par le calcul.

D'ailleurs, les convenances architecturales tendent presque toujours à augmenter les dimensions calculées; et, dès lors, on est amené forcément à pécher par excès.

ÉLARGISSEMENT DES BASES DES PILES

par redans.

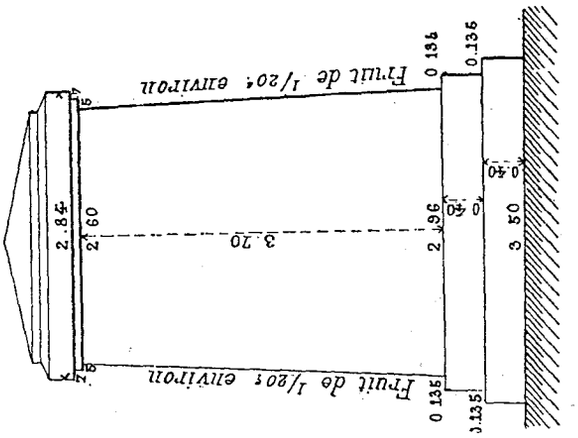


Fig. 91.

par courbes paraboliques.

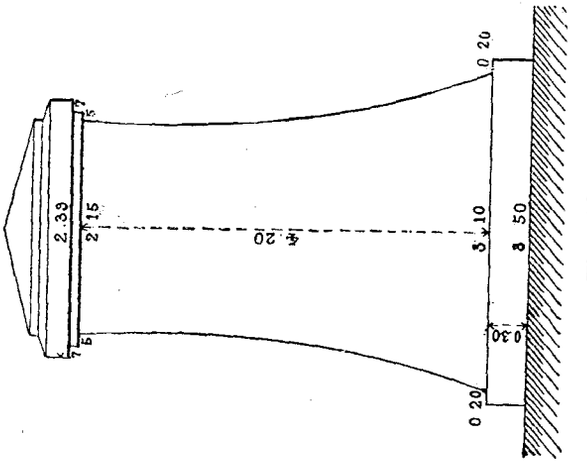


Fig. 90.

par arcs de cercle.

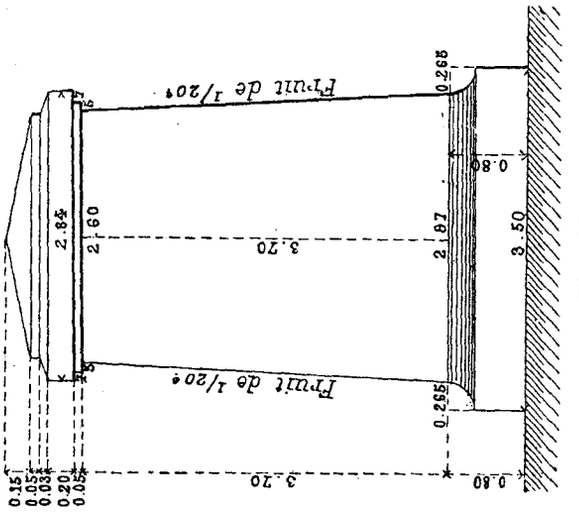


Fig. 89.

Remarque. — Si les voûtes étaient composées de matériaux de densités différentes, comme cela existe dans les ponts en moellons et pierre de taille, un ferait séparément les poids des parties contenant les diverses espèces de matériaux, puis on réunirait ces poids pour calculer la pression par centimètre carré au joint des naissances et à la base de la pile.

Pression sur du béton récemment immergé. — Le béton ne pouvant résister pratiquement à une pression de 4 kilogrammes par

centimètre carré qu'après six mois d'immersion, il conviendra généralement de réduire cette pression pour du béton récemment immergé à 3 kilogrammes ; partant de là, la largeur de la fondation en béton deviendra dans l'exemple précédent :

$$x = \frac{88\,200^{k}}{30\,000^{k}} = 2^{m},94, \text{ soit 3 mètres en nombre rond.}$$

Pour traduire graphiquement ce résultat sur l'épure, on fera déborder le béton de $0^{m},40$ de chaque côté du socle, comme l'indique le dessin, et l'on aura satisfait ainsi aux résultats du calcul, en supposant toujours la pression uniformément répartie sur le massif de fondation ; en effet :

$$\left.\begin{array}{l}\text{la largeur du socle . . . . . } = 2^{m},20 \\ \text{la saillie du béton sur le socle } = 0,40 \times 2 = 0^{m},80\end{array}\right\} 3^{m},00$$

largeur trouvée ci-dessus.

Pressions sur le sol ; largeur des empatements des fondations. — Jusqu'à présent, nous n'avons pas tenu compte de la compressibilité du terrain de fondation ; cette compressibilité doit être prise en considération pour la détermination de la surface inférieure des empatements en béton et des fondations en général.

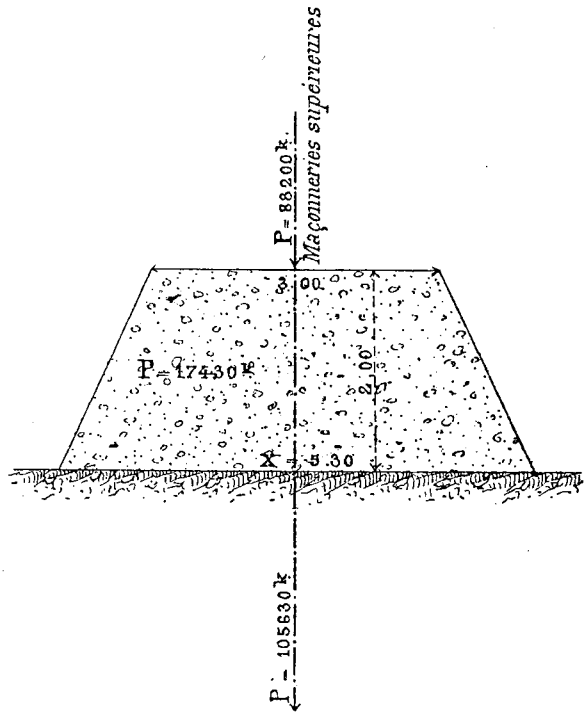


Fig. 92.

Supposons que le massif de fondation ait $3^{m},00$ de largeur sous la pile et mesure $2^{m},00$ de hauteur (fig. 92), et appelons x sa largeur à la base ; son poids, en admettant pour la densité du béton 2 100 kilogrammes, sera de :

$$p = \frac{3 + x}{2} \times 2 \times 2\,100^{k}.$$

Le poids total agissant sur le sol sera donc de :

$$P_s + p = P' = 88\,200^k + \frac{3+x}{2} \times 2 \times 2\,100^k ;$$

le fond de la fondation, composé de gravier un peu vaseux, ne peut supporter que 2 kilogrammes de pression par centimètre carré ; nous aurons donc l'équation :

$$x \times 20\,000^k = 88\,200^k + \frac{3+x}{2} \times 2 \times 2\,100^k$$

d'où :

$$x = 5^m,28, \text{ soit } 5^m,30 \text{ en nombre rond.}$$

La surface correspondante contiendra 53 000 centimètres carrés que l'on composera selon les besoins du projet.

Dans la pratique, on calcule généralement les pressions résultant du poids total de la pile, à cause des fruits qui règnent sur toutes les faces et réduisent les poids à répartir.

TABLEAU DES PRESSIONS MAXIMA QUE PEUVENT SUPPORTER AVEC SÉCURITÉ LES SUBSTANCES CI-DESSOUS.

DÉSIGNATION DES SUBSTANCES LES PLUS USUELLES	POIDS par mètre cube	LIMITE de la charge permanente par cent. carré
	kilogrammes	kilogrammes
Eau. (Un corps plongé dans l'eau y perd 1 000 kg de son poids par mètre cube noyé)	1 000	»
Vase. (Un corps plongé dans la vase y perd de 1600 à 1800 kg de son poids par m. cube noyé).	1 600 à 1 800	»
Terre végétale moyenne (après consolidation par pilonnage de sable inondé à refus) . .	1 200 à 1 600	2,00
Terre avec sable, décombres, graviers (après consolidation par pilonnage de sable inondé à refus).	1 600 à 1 800	2,00
Schiste siliceux, calcaire, etc., indélayable. .	1 800 à 2 000	4,00
Terre argileuse délayable en bouillie, à l'état sec (à l'état de bouillie, cette terre ne peut plus rien supporter).	1 800 à 2 000	4,00
Sable moyen humide ou gravier, indélayable et incompressible	1 800	6,00

Si la pression n'était pas uniformément répartie, on ferait un calcul particulier pour chaque partie de la fondation soumise à des pressions différentes, selon la charge qu'elle devait supporter.

Les indications qui suivent serviront de base aux calculs des largeurs des massifs de fondation au fond des fouilles. Ces indications, cependant, ne peuvent être d'une rigueur absolue ; il convient de les rectifier et de les compléter par des expériences directes faites dans chaque localité. Nous rappellerons que les résistances pratiques sont du 1/10^{e} des résistances théoriques.

Mise en pratique des résultats fournis par le calcul. — Nous venons de voir que la largeur du massif en béton étant de 3 mètres à la surface, atteint 5^{m},30 au fond de la fouille, pour l'hypothèse d'un sous-sol sur lequel la pression maxima doit être limitée à 2 kilogrammes par centimètre carré, ce qui donne un fruit total de 2^{m},30 au massif de fondation, ou de 1^{m},15 pour chaque parement, soit enfin de 0^{m},575 par mètre de hauteur.

Cette inclinaison ne saurait être obtenue dans un massif libre ; c'est pourquoi, en pareil cas, on emploie des caissons échouables, à parois convenablement inclinées pour obtenir la surface d'empatement nécessaire à la stabilité de la fondation ; ou bien l'on donne à tout le massif la largeur de la base et l'on coule le béton dans une enceinte de pieux et de palplanches. (Voir les ouvrages spéciaux sur les fondations des ponts.)

On fera bien, avons-nous dit, de ne pas soumettre du béton récemment immergé à une pression de plus de 3 kilogrammes par centimètre carré ; cette précaution est dictée par la prudence, car, sous une pression plus considérable, la surface supérieure du massif pourrait se désagréger et le courant de l'eau, entraînant les parties détériorées, affouillerait les points d'appui. Cependant on obvie à cet inconvénient en pavant la surface supérieure du béton, tenue à 0^{m},20 en contre-bas de l'étiage, tout autour du socle, en prévision de ce travail ; de plus, le pavage est fait en glacis pour faciliter le glissement des corps flottants et les éloigner ainsi des parements des piles. Quelquefois, on remplace le pavage par une chape en ciment parfaitement lissée et fortement pilonnée ; mais cette chape ne vaut jamais le pavage.

Enfin, les fondations en béton doivent aussi être préservées des affouillements latéraux produits par l'accroissement de la vitesse des eaux sous les ponts, notamment autour des enceintes, au moyen d'enrochements convenablement disposés; ces enrochements se composent de moellons bruts jetés à l'eau et mis en place avec de longues pinces en fer, de manière à affecter, autant que possible, une inclinaison de 3 pour 2.

Voûtes non symétriques ou non symétriquement chargées. — L'examen du cas précédent ne suffit pas pour connaître la stabilité d'une pile; il faut encore considérer les cas les plus défavorables : 1° où les deux voûtes symétriques ne sont pas symétriquement chargées; 2° où les deux voûtes ne sont pas symétriques, c'est-à-dire sont d'ouvertures différentes.

Voûtes symétriques, non symétriquement chargées. — Au point de vue statique, on peut se rendre compte du cas qui nous occupe de la manière suivante :

Soient deux 1/2 voûtes voisines d'un pont et *ab* le sommet horizontal de la pile (fig. 93). Lorsqu'il n'y a pas de surcharge, les deux poussées horizontales sur les joints fictifs de clef CD et EF s'équilibrent et la pression transmise à la pile se réduit, avons-nous vu, au poids P de toute la partie supérieure à *ab*, ledit poids appliqué au milieu de *ab*.

Supposons maintenant que l'arche gauche soit surchargée de 4 000 kilogrammes par mètre courant de voie, tandis que l'arche droite est libre.

La surcharge donnera d'abord un poids vertical p, appliqué au milieu I de DH et facile à calculer et en outre une poussée horizontale supplémentaire q qui ne sera pas équilibrée à droite.

Cette poussée supplémentaire q se calculera rapidement par la formule de Navier :

$$q = \rho F$$

dans laquelle ρ est le rayon de l'intrados à la clef, c'est-à-dire le rayon du plein cintre d'intrados et F le poids de la surcharge appliquée sur un mètre carré de la voûte à la clef.

Nous avons donc à composer deux forces verticales p et P et une force horizontale q. Les forces verticales p et P ont une résultante R qui coupe l'horizontale KX au point o situé entre les points d'application des forces p et P à des distances inversement

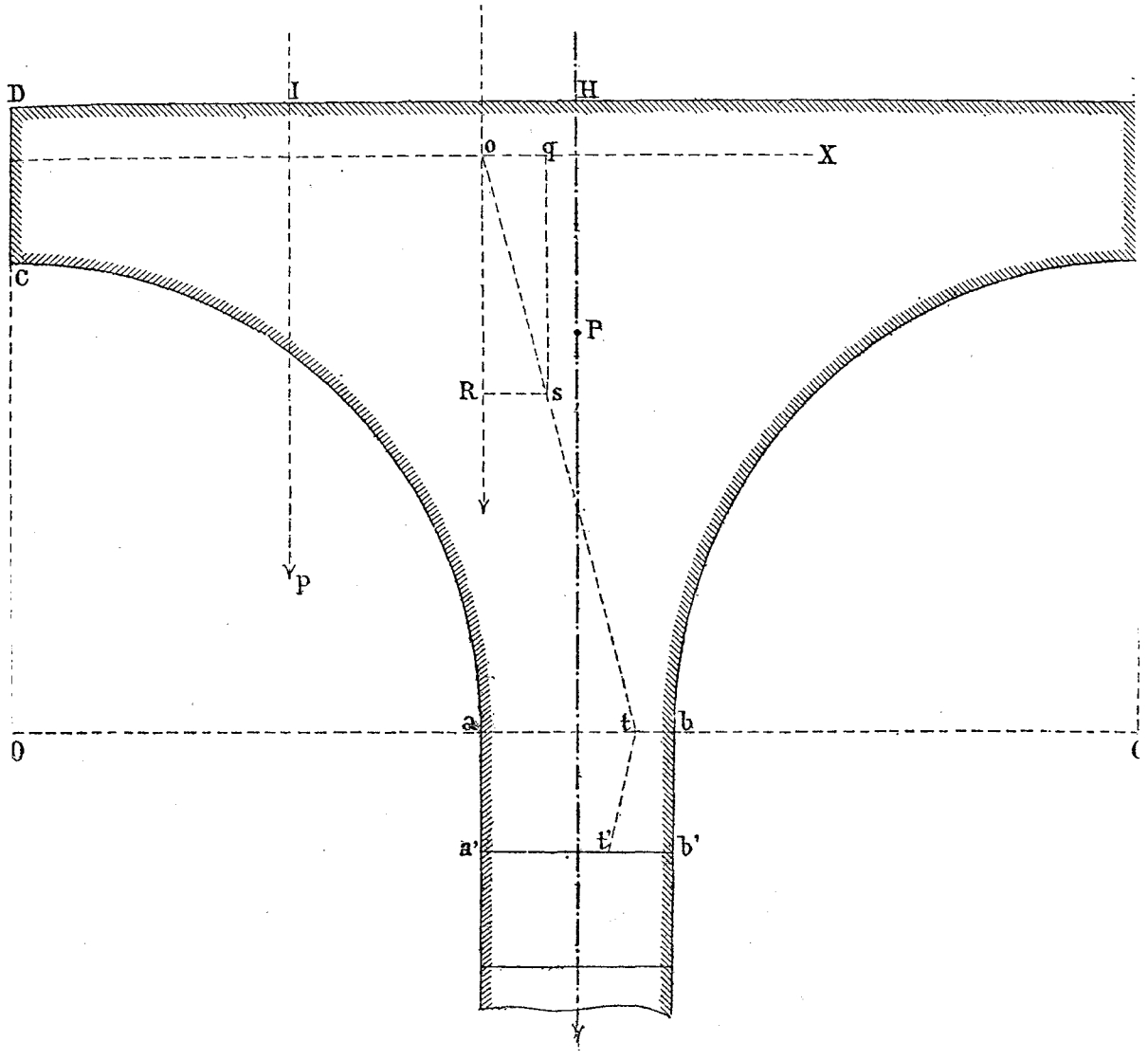


Fig. 93.

proportionnelles à l'intensité de ces forces. Cette résultante R, combinée avec la force q par le parallélogramme des forces, donne en grandeur et direction la résultante os des forces agissant sur la base ab.

Cette résultante est appliquée au point t et l'on vérifiera si la surface correspondant à la longueur de la portion de joint tb est capable de résister aux 2/3 de la pression qui agit sur le joint

total *ab*, eu égard aux matériaux dont on dispose. En opérant ainsi, on suppose que la pression est uniformément répartie sur *ab*, ce qui n'est pas mathématiquement vrai ; mais cette hypothèse est admissible en pratique, ainsi que nous l'avons déjà dit, car on est toujours loin d'atteindre la limite de la résistance des matériaux dans l'établissement des dimensions d'un ouvrage présentant un aspect architectural convenable.

Connaissant le point *t*, on sait qu'il appartient à la courbe des pressions ; on pourra déterminer un autre point de cette courbe sur une assise $a'b'$ en combinant la résultante précédente avec le poids de cette assise, et ainsi de suite. On obtiendra donc successivement la courbe des pressions d'après ce que nous avons précédemment dit à ce sujet.

Voûtes non symétriques. — Le calcul de l'effort agissant sur une pile, dans le cas où l'une des arches aurait une ouverture plus grande que l'autre, c'est-à-dire ne serait pas symétrique, est évidemment le même que le cas d'une arche surchargée et d'une arche non surchargée de même diamètre. Nous bornerons, par conséquent, à cette simple observation ce que nous avons à dire à cet égard.

Remarque sur les pressions transmises aux piles des viaducs. — Sur un pont ordinaire, le poids des maçonneries P est toujours bien supérieur à toutes les surcharges dues à la circulation et généralement on ne s'inquiète pas de celles-ci.

Mais pour un viaduc, la masse des trains peut devenir comparable à la masse des maçonneries et alors il est indispensable de vérifier la stabilité des piles en supposant une des voûtes chargée et l'autre entièrement libre. On rentre alors dans le cas des voûtes symétriques non symétriquement chargées ; la surcharge d'épreuve est de 4 000 kilogrammes par mètre courant de voie pour les ponts à tabliers métalliques ; on pourra adopter cette surcharge pour les ponts en maçonnerie. Toutefois, si la surcharge correspondant au matériel roulant qui peut stationner sur un ouvrage était supérieure à la surcharge d'épreuve 4 000 kilogrammes, on prendrait pour base des calculs le poids le plus fort.

VOUTES EN OGIVE

On appelle *ogive* une arcade formée par l'intersection de deux arcs de cercle qui se rencontrent au sommet d'une verticale élevée à égale distance de leurs centres respectifs.

Les voûtes en ogive offrent à l'art des constructions des res-

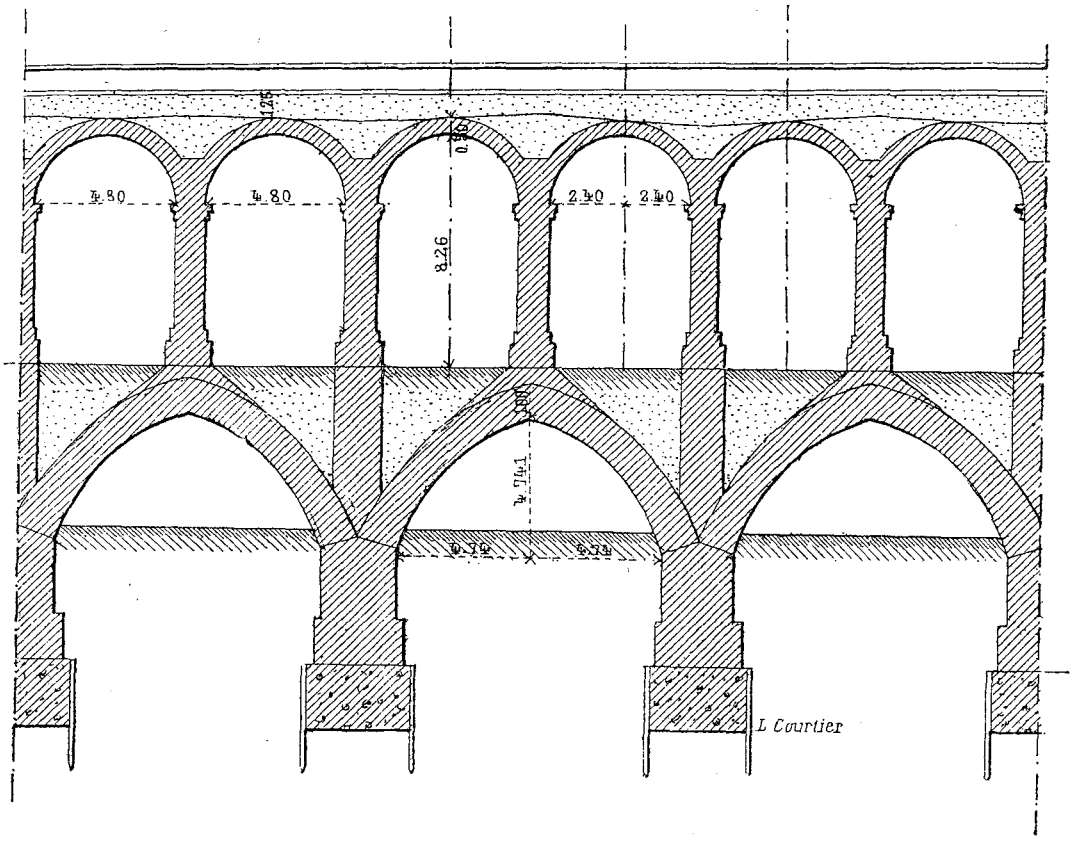


Fig. 94.

sources variées notamment lorsqu'il faut édifier des viaducs qui franchissent à la fois une longueur et une hauteur considérables.

L'élévation que l'on pourrait atteindre ainsi, par la superposition de plusieurs rangs d'ogives, dont le nombre irait toujours en se doublant de bas en haut, n'aurait d'autre limite que celle de l'écrasement des matériaux à la base ou de l'insuffisance de résistance du sol de fondation lui-même.

Le mode d'équilibre des voûtes en ogive comporte essentiellement une surcharge isolée au sommet ; il faut donc se dispenser de l'employer dans le cas d'une charge uniformément ou à peu

près sur une horizontale. Les voûtes en ogive ne peuvent donc servir, par exemple, à former un pont qu'à la condition d'être surmontées d'un second rang de voûtes en plein-cintre, ou de voûtes en arc de cercle, c'est-à-dire à tangentes horizontales au sommet et dont les piédroits reposent sur les sommets des ogives ou, à la fois, sur ces sommets et sur les piles intermédiaires.

Cette disposition a été employée dans la construction du viaduc du Point-du-Jour, sur la Seine, à Paris, pour le passage du chemin de fer de ceinture, comme l'indique la figure 94, ci-contre.

Tracé des ogives. — Le tracé des courbes ogivales a subi, depuis leur création jusqu'à nos jours, de nombreuses modifications que nous allons examiner.

*V*e *siècle.* — Voici le tracé adopté à cette époque :

La droite XY (fig. 95) étant la ligne des naissances, on partage l'ouverture AB de l'ogive en quatre parties égales par les points de division C, O, D.

Par le milieu O de AB, on élève une perpendiculaire OF sur laquelle on porte deux parties et demie de la base jusqu'en F. On trace les droites AF et BF sur le milieu desquelles on mène les perpendiculaires HK et NP coupant la base AB aux points K et P. De ces points comme centres, on décrit les arcs de cercle AHF et FNB ; l'intersection de ces arcs donne l'ogive AFB.

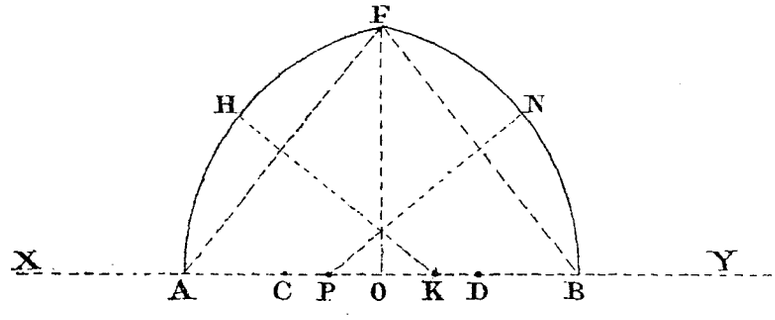


Fig. 95.

Il est à remarquer que les points K et P coïncident avec les milieux des divisions CO et OD primitivement déterminés pour décrire les arcs de cercle se coupant en F ; il serait facile de le démontrer.

XII^e siècle. — Vers la fin du XII^e siècle et pendant les premières années du XIII^e on fit souvent usage de l'ogive *surhaussée*, ou de la *lancette* dont le tracé comportait les trois constructions suivantes, savoir :

1^er *Tracé* (fig. 96).

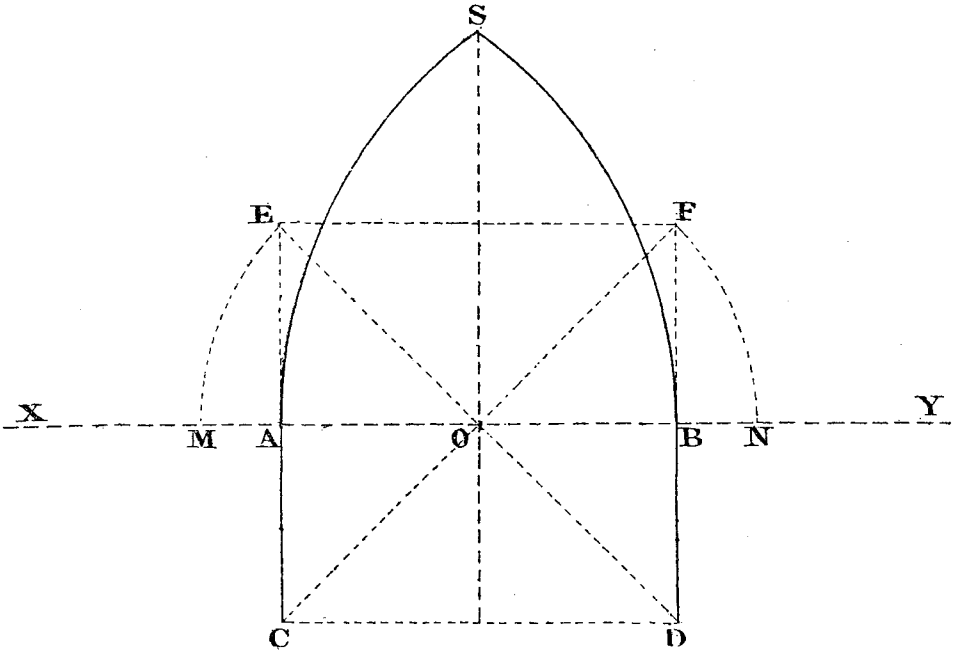


Fig. 96.

Soit CD l'ouverture de l'ogive ; on construit sur CD le carré CDEF et l'on détermine le centre O de ce carré ; par le point O, on mène la ligne indéfinie XY, parallèle à CD, qui sera la ligne des naissances des deux arcs courbes de l'ogive. Du point O, comme centre, avec la demi-diagonale OF, on décrit deux arcs de cercle FN et EM qui coupent la droite XY aux points M et N : ces deux points sont les centres des deux arcs de l'ogive ASB ; l'ogive totale est donc représentée par le contour CASBD.

2^e *Trace* (fig. 97). — Soit XY la ligne des naissances des arcs de l'ogive ; on prend sur cette ligne l'ouverture AB de l'ogive et l'on en détermine le milieu O ; on porte de chaque côté du point O une longueur égale à AB, ce qui donne les points M et N. De ces points, on décrit les arcs de cercle BS et AS ; on obtient l'ogive ASB.

3^e *Tracé* (fig. 98). — Pour avoir une ogive plus aiguë et d'une

ouverture égale à AB, on porte sur la ligne des naissances XY et de part et d'autre des points A et B, des longueurs égales à AB, ce qui détermine les points M et N.

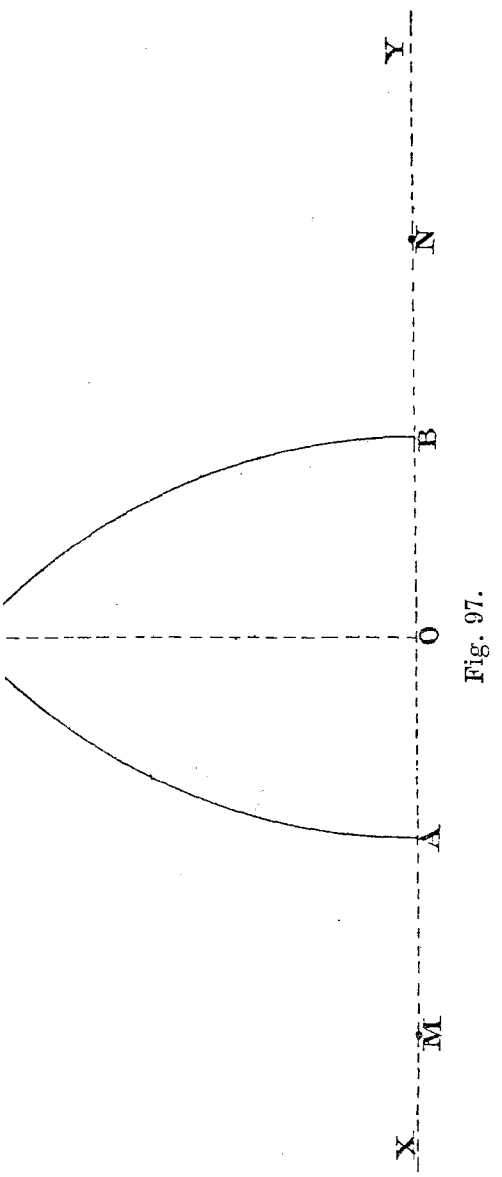


Fig. 97.

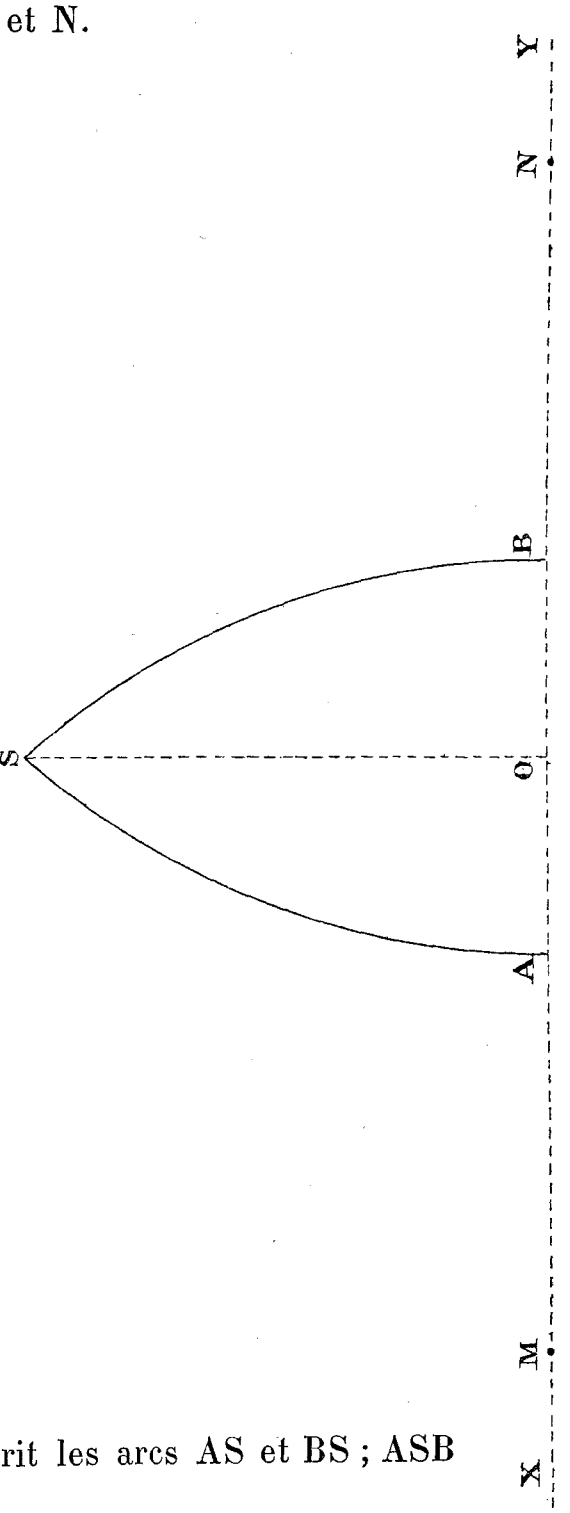


Fig. 98.

Des points M et N, on décrit les arcs AS et BS ; ASB est l'ogive surélevée.

XIII^{e} *siècle.* — Pendant la durée du XIII^{e} siècle, on a fait usage presque exclusivement de l'*ogive équilatérale* ou *ogive parfaite*.

Voici comment on trace cette espèce d'ogive (fig. 99) :

Sur la ligne des naissances XY, on prend l'ouverture AB de l'ogive et de chacun des points A et B avec AB et BA pour rayons,

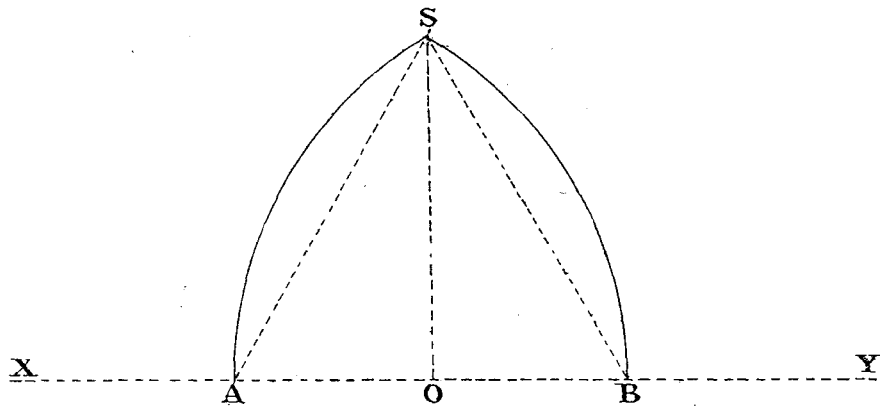


Fig. 99.

on décrit les arcs de cercle BS et AS, on obtient ainsi l'arc brisé ASB qui est l'ogive cherchée.

Nous ferons remarquer que l'on peut inscrire dans l'ogive parfaite un triangle équilatéral ASB.

L'ogive parfaite est encore appelée : *triangle équilatéral curviligne* et elle est parfois abusivement désignée sous le nom d'*ogive tiers-point*.

*XIV*e *siècle*. — Le XIVe siècle affectionna surtout l'arc *en tiers point*.

Voici comment on trace cette variété d'ogive.

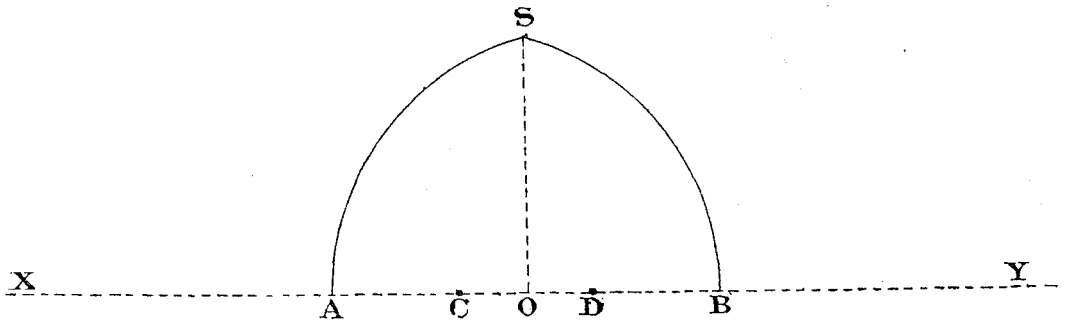


Fig. 100.

On prend l'ouverture AB de l'ogive sur la ligne des naissances XY, on divise AB en trois parties égales, ce qui donne les points C et D ; par ces points on décrit avec les rayons CB et AD les

arcs de cercle BS et AS, le contour curviligne ASB est l'ogive demandée.

Cette espèce d'ogive a été souvent employée pour former les avant et arrière-becs des piles des ponts en maçonnerie ; aujourd'hui on substitue généralement à l'ogive l'arc de cercle pour tracer les parties saillantes des piles.

L'ogive dite : *quinte-point*, que l'on construisait quelquefois à la même époque se trace comme il est indiqué ci-dessous :

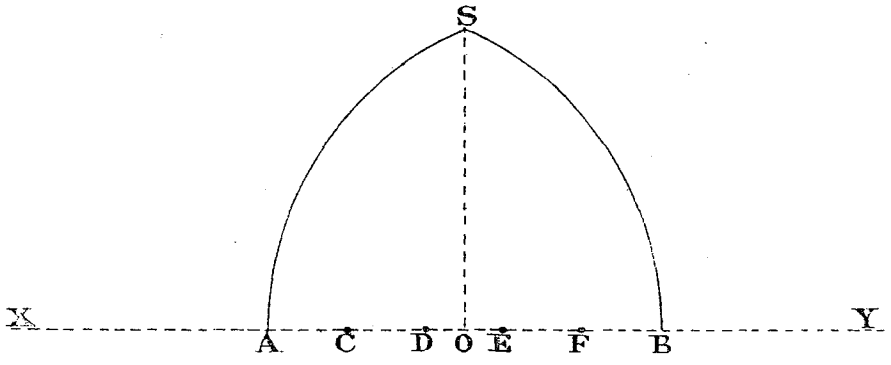


Fig. 101.

On partage l'ouverture AB en cinq parties égales, et des points de division C et F, les plus voisins des extrémités de cette ouverture, pris comme centres, on décrit avec les rayons CB et FA les arcs de cercle SB et SA ; cette construction donne l'ogive ASB.

Les ingénieurs ont également employé pour certains ouvrages d'art l'ogive *quinte-point* dans le tracé des avant et arrière-becs des piles.

L'ogive *sixte-point*, qui diffère peu de la précédente, a reçu quelques applications à différentes époques.

XIX^{e} *siècle.* — De nos jours, quelques constructeurs ont modifié le tracé des ogives tiers-point destinées à supporter les voûtes des viaducs, de manière à obtenir un arc brisé d'une moins grande hauteur sous clef.

Voici ce qu'ils ont imaginé :

Après avoir fixé l'ouverture AB de l'ogive sur la ligne des naissances XY, ils en prennent la moitié, au point I ; ils élèvent, par ce point, la perpendiculaire IS égale à $\frac{AB}{2}$, puis ils tirent les droites AS et BS, sur lesquelles ils achèvent le carré ASBS′.

Les parallèles ON et O′M aux côtés AS et BS de ce carré menées

par le milieu I de l'ogive déterminent, sur les deux côtés AS′ et BS′, les centres O et O′ des arcs AMS et BNS, dont l'intersection limite l'ogive cherchée ASB.

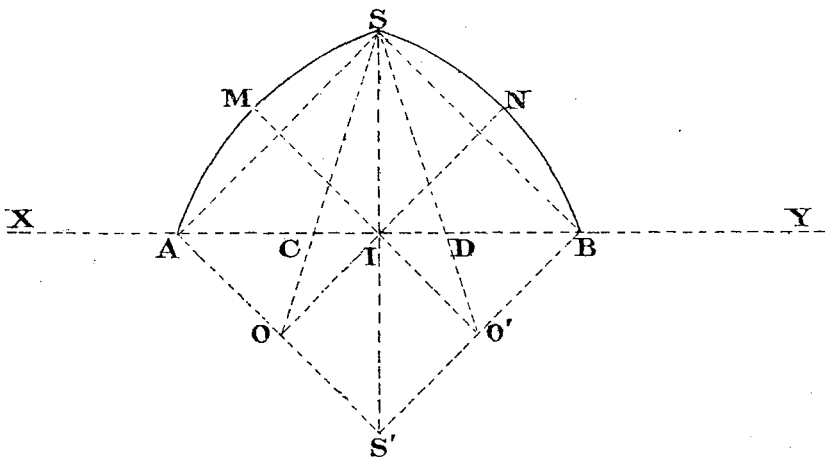


Fig. 102.

Il est à remarquer que les lignes SO et SO′ passent par les points C et D, situés chacun au tiers de l'ouverture AB.

Cette nature d'ogive a été mise en usage, croyons-nous, dans les parties basses du viaduc du Point-du-Jour, vers Auteuil et Javel, aboutissant au pont sur la Seine.

Tracé de l'extrados. — Pour tracer l'extrados des voûtes en ogive, on les assimile à des portions d'arcs de cercle ayant pour rayon celui qui a servi à déterminer la courbe ogivale et l'on calcule l'épaisseur à la clef et celle du joint de rupture par les moyens applicables aux voûtes en arc de cercle.

Exemple numérique. — Soit l'ogive parfaite ASB (fig. 103) de 10 mètres d'ouverture.

L'épaisseur à la clef

$$\epsilon = 0.30 + 0.05\,R = 0.30 + 0.50 = 0^{m},80$$

d'après la formule de Dejardin ; c'est aussi l'épaisseur que donne en nombre rond la formule de Croizette-Desnoyers.

On achève l'arc de cercle BSC auquel appartient l'arc SB, et l'on en cherche l'ouverture qui sera égale à

$$2\,R \times \cos 30^{o} = 20 \times 0{,}866025 = 17^{m},32 \text{ en nombre rond,}$$

soit $8^{m},66$ pour la moitié BN.

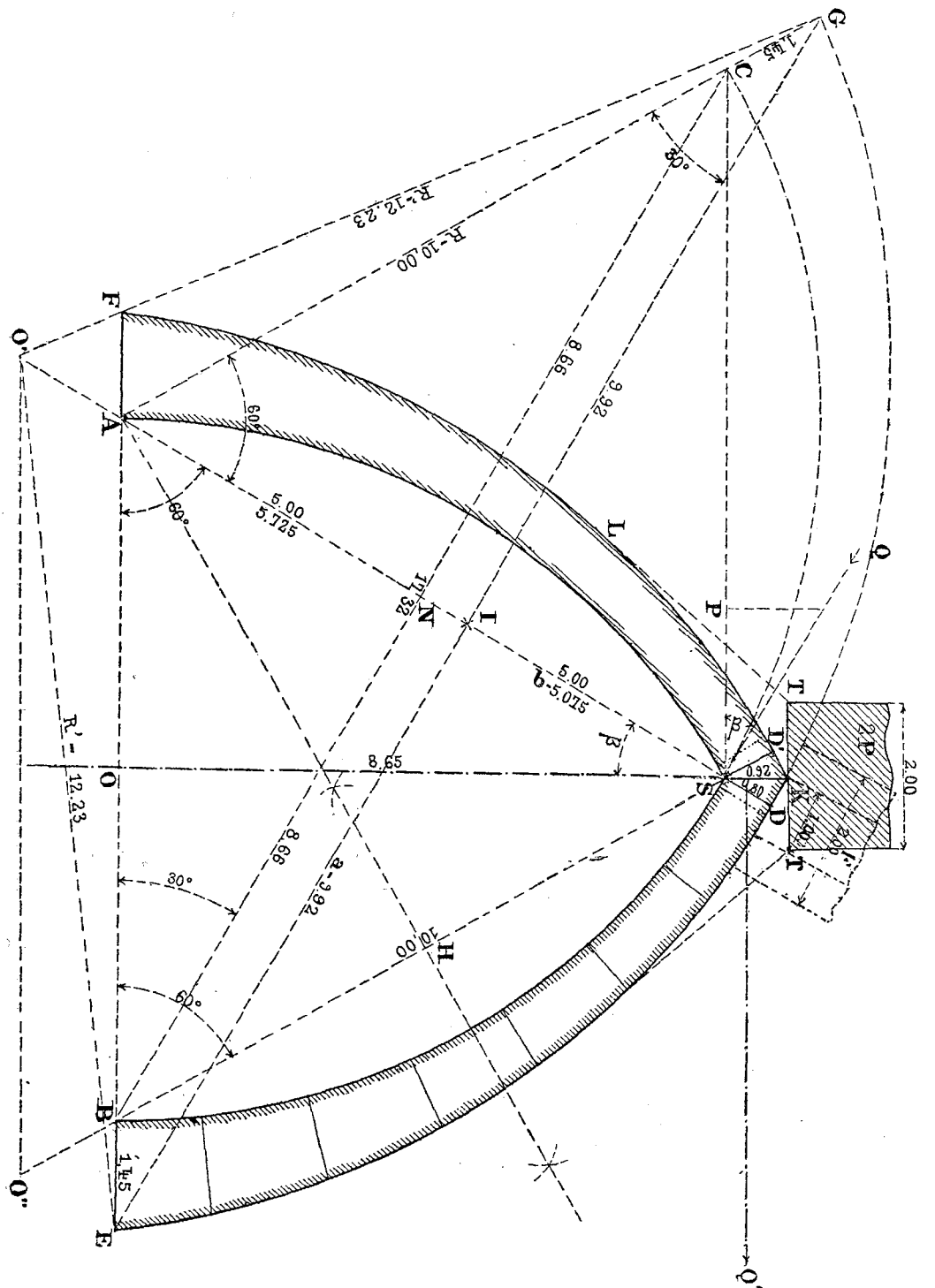


Fig. 103.

Le surbaissement de cet arc BSC est égal à :

$$\frac{5{,}00}{17{,}32} = 0^{m},2886, \text{ soit } 0^{m},29 ;$$

il est donc compris entre le 1/3 et le 1/4 de l'ouverture; nous

prendrons le 1/4; dans ce cas, le coefficient par lequel nous multiplierons l'épaisseur à la clef pour avoir la longueur du joint de rupture BE sera de $1^m,80$.

$$BE = 0,80 \times 1,80 = 1,44; \text{ nous prendrons } 1^m,45.$$

Par les trois points G,D,E, on fait passer la circonférence d'extrados.

Le rayon R′ de cette circonférence se calcule comme il suit : dans le triangle rectangle AIG, le côté AG est égal à

$$10,00 + 1,45 = 11^m,45$$

l'angle en A est connu et égal à 60°.

Le côté :

$$GI = AG \times \cos 30° = 11,45 \times 0,866025 = 9^m,92$$

le côté :

$$AI = AG \times \sin 30° = \frac{11,45}{2} = 5^m,725$$

Par suite, la flèche ID de l'arc d'extrados est égale à :

$$10,80 - 5,725 = 5^m,075$$

et le rayon R′ est donné par la relation connue :

$$R' = \frac{a^2 + b^2}{2b} = \frac{\overline{9,92}^2 + \overline{5,075}^2}{2 \times 5,075} = 12^m,23$$

la longueur du joint vertical à la clef SK est fournie par la formule suivante :

$$SK = \frac{SD}{\cos \beta} = \frac{0,80}{0,866025} = 0^m,92;$$

ce procédé est suffisamment exact pour la pratique.

Remarque. — Quand les voûtes ogivales supportent, à leur sommet, les piles d'un étage supérieur de voûtes en plein cintre ou en arc de cercle, la courbe d'extrados se raccorde avec la base de ses supports au moyen de tangentes passant par les extrémités inférieures des maçonneries de ces piles, ainsi que l'indique le tracé pointillé de la figure 103 et la coupe longitudinale du viaduc du Point-du-Jour (fig. 94).

VERIFICATION DE LA STABILITÉ DES VOUTES EN OGIVE

Comme nous venons de le voir, les conditions d'équilibre des voûtes en ogive dérivent de celles relatives aux voûtes à intrados circulaire, ayant une tangente horizontale au sommet ; mais il est nécessaire de faire remarquer que cette circonstance n'existe pas dans les voûtes ogivales, lesquelles présentent un mode particulier d'équilibre que nous allons analyser.

Ici, on ne pourrait pas établir l'équilibre de la portion de la voûte SDBE, en lui accolant, suivant le joint SD à la clef, une autre portion de voûte symétriquement égale.

En effet la pression vive Q qui s'exerce en S tangentiellement à l'intrados de l'arc de cercle peut être décomposée en deux forces, l'une :

$$Q \cos \beta$$

qui sera évidemment la poussée horizontale de la voûte ogivale considérée ; l'autre :

$$Q \sin \beta$$

qui sera indispensable pour concourir avec la première à maintenir l'équilibre, conséquemment la *poussée horizontale* d'une *voûte ogivale* a pour valeur :

$$Q' = Q \cos \beta = \rho F \times \cos \beta ;$$

la composante verticale P de la même poussée Q est :

$$P = Q \sin \beta = \rho F \times \sin \beta.$$

Ainsi, au lieu d'appliquer au point S la force horizontale Q, on peut bien accoler contre le joint SD, et par l'intermédiaire du triangle matériel SDD', une autre portion de voûte SD'AF symétriquement égale à SDBE, ce qui donne le joint vertical à la clef SK.

Mais il faudra, en même temps, appliquer au sommet K un poids P pour chaque demi-voûte ou un poids 2P pour la voûte entière.

Ce poids 2P, avec lequel se confondra celui du petit triangle

SDD′, est indispensable pour l'équilibre, d'après ce que nous avons vu plus haut. Dejardin a démontré que la charge que doit supporter au-dessus de son sommet une voûte en ogive parfaite, en équilibre, est représentée par le poids d'un prisme de maçonnerie qui aurait pour hauteur le rayon d'intrados et pour base l'épaisseur à la clef.

Nous dirons en passant, que le voussoir à la clef SDD′ n'affecte pas la forme triangulaire que nous lui avons donnée dans nos explications théoriques, mais il prend celle d'un double trapèze évidé dans le plan de la douelle, suivant le pointillé de la figure 103. On évite ainsi l'intersection de trois angles solides au même point, ce qui serait disgracieux et contraire aux conditions de la résistance pratique des matériaux.

Tracé de la courbe des pressions. — Par analogie avec le tracé de la courbe des pressions dans les voûtes à intrados circulaire, on appliquera donc la poussée horizontale réduite :

$$Q' = \rho F \times \cos \beta$$

suivant le joint SK de l'arc ogival et l'on continuera les constructions comme à l'ordinaire ; ce procédé nous paraît suffire pour la pratique.

Généralement, on fera bien de choisir pour le point d'application de la poussée Q′ le 1/3 inférieur du joint à la clef SK, parce que le poids des massifs supérieurs tend à faire descendre la courbe des pressions dans le voisinage de l'intrados à la clef.

Si l'on se reporte au viaduc du Point-du-Jour (fig. 94), on voit que l'ogive centrale supporte à son sommet, le poids de la pile, des deux demi-voûtes adjacentes et celui des remblais et de la voie surmontant l'ouvrage dans la partie considérée.

Quant à la pile sur laquelle retombent les voûtes en ogive, elle reçoit les poids suivants :

1° Des deux demi-voûtes ogivales et de leurs surcharges ;

2° De la pile supérieure intermédiaire ;

3° Des deux demi-voûtes en plein cintre qui reposent sur le sommet de cette dernière ;

4° Enfin des remblais et de la voie correspondant à ces surcharges.

Il sera donc nécessaire de faire entrer en ligne de compte tous ces poids pour tracer la courbe de pression dans les différents massifs à vérifier.

Observation. — Dans les monuments religieux les voûtes en ogive servent ordinairement de remplissage et, par cette raison, on les extradosse parallèlement; puis, dans le but d'en assurer la stabilité, on les charge à la clef, soit par un cours de voussoirs d'une queue suffisante pour les besoins et débordant au-dessus de l'extrados, soit au moyen d'un massif vu de l'intérieur et refouillé alors dans le style du monument; ce genre de clef prend le nom de *pendentif* et appartient au style *flamboyant.*

Tracé de la courbe des pressions d'après la théorie de Dupuit. — Reprenons la demi-voûte en ogive tiers-point SKBE (fig. 104), nous avons vu que, dans cette espèce de voûtes, le point d'application α de la poussée se rapprochait de l'intrados ; nous prendrons donc ce point α au tiers inférieur du joint vertical à la clef SK.

Cela fait, nous divisons, par tâtonnements successifs la demi-voûte considérée en un certain nombre de voussoirs fictifs d'*égal volume*, dont nous cherchons pratiquement les centres de gravité ; nous projetons ces centres sur l'horizontale XY, passant par le point α, puis nous déterminons et numérotons, sur cette horizontale, les points de rencontre des projections des centres de gravité cumulés des voussoirs fictifs. Les distances de ces points entre eux sont inversement proportionnelles au nombre de voussoirs fictifs, puisque, par construction, tous ces voussoirs ont un volume égal. Nous numérotons aussi les joints de ces voussoirs et nous faisons glisser une règle tangentiellement à l'intrados, jusqu'à ce qu'elle passe par le joint de l'intrados, ou dans le voisinage du joint, qui porte le même numéro que l'une des projections des centres de gravité cumulés.

Dans notre exemple, ce point est en δ voisin du joint 6-6, et la tangente prolongée coupe le joint BE au point η ; par les trois points α, δ et η, on fait passer une courbe qui est celle des pressions.

La figure 104 montre bien qu'il y a peu de tendance au renversement extérieur; on pourra, si l'on veut, construire la courbe des pressions passant par le milieu du joint à la clef, pour s'assurer

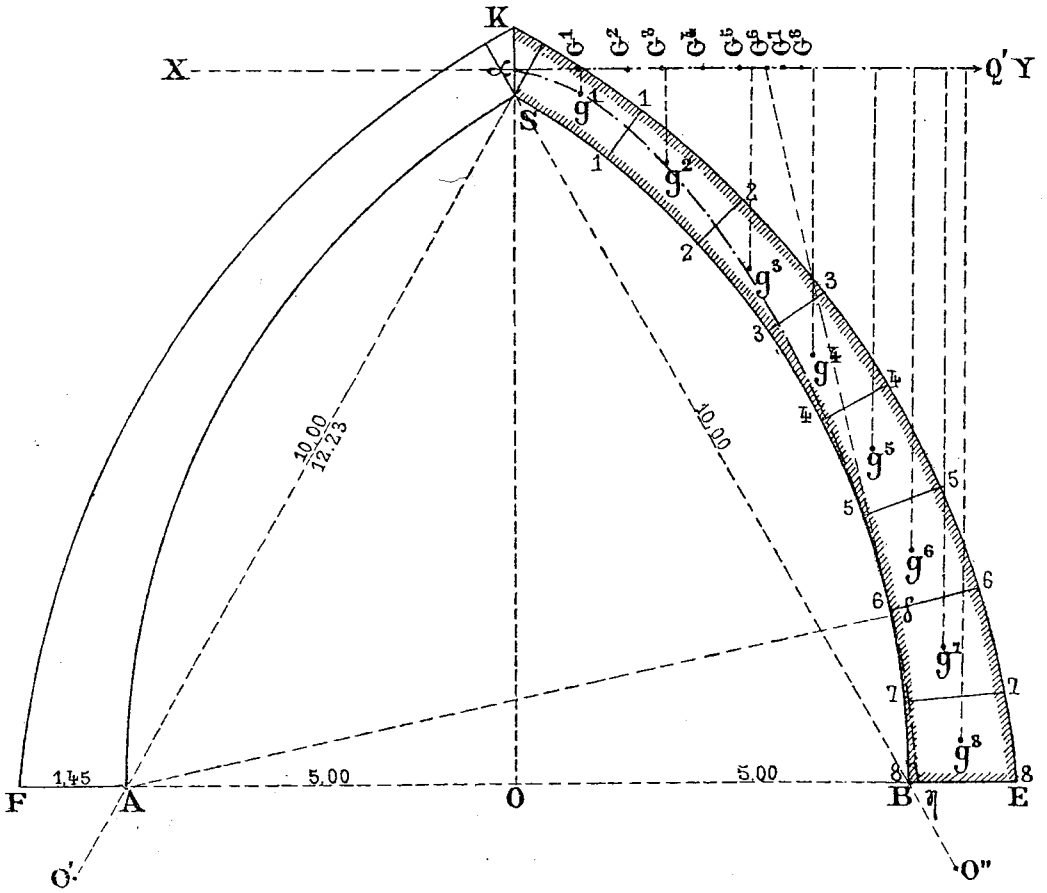


Fig. 104.

que la voûte ogivale satisfait bien aux conditions usuelles de stabilité nécessaires à sa conservation; un vice de construction peut, en effet, modifier le point d'application de la poussée horizontale et, par suite, compromettre la construction; mais il est rare que ce point se trouve au-dessus de la moitié du joint à la clef.

VOUTES BIAISES

Jusqu'à présent, nous n'avons considéré que les berceaux droits, c'est-à-dire ceux dans lesquels les voûtes sont terminées par des plans de têtes perpendiculaires aux arêtes du cylindre. C'est le cas le plus général et, avant l'établissement des chemins de fer, la

construction d'une voûte biaise était un fait tellement exceptionnel que la théorie s'en était peu occupée. Il n'en est plus ainsi aujourd'hui ; la construction des chemins de fer a nécessité celle d'un grand nombre de ponts traversant soit des cours d'eau, soit des voies publiques, sous un angle plus ou moins aigu. On n'a pas toujours pu résoudre la difficulté par un pont droit ou par la dérivation des cours d'eau ou par la déviation des voies franchies et l'on est arrivé à construire un grand nombre de ponts biais.

Comparaison d'une voûte biaise et d'une voûte droite ayant des têtes identiques.—Décomposons les deux voûtes auxquelles nous supposons une même longueur par une série de plans parallèles aux plans des têtes et infiniment rapprochés (fig. 105 et 106). La portion de voûte biaise comprise entre deux plans infiniment voisins peut être confondue avec la portion élémentaire qui lui correspond dans la voûte droite. Le biais perd, en effet, toute influence sur une voûte infiniment mince, car l'altération qu'il faut faire subir à une voûte droite infiniment mince pour la rendre biaise est une altération infiniment petite d'un ordre supérieur au premier. On est ainsi conduit à regarder une voûte biaise comme le résultat de la liaison d'un nombre infini de voûtes droites infiniment minces, échelonnées les unes à côté des autres.

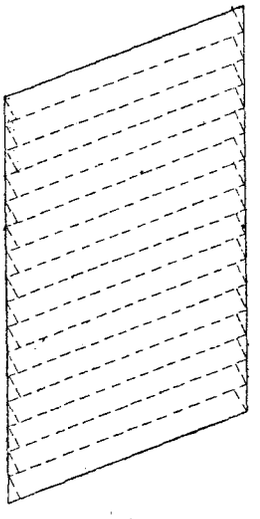


Fig. 105.

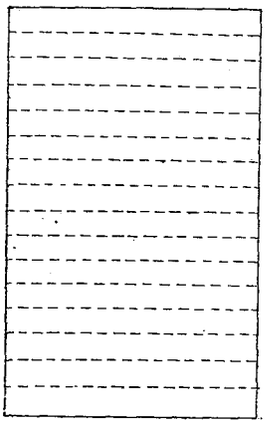


Fig. 106.

Extension aux voûtes biaises des principes appliqués aux voûtes droites. — De là il résulte que l'épaisseur à la clef d'une voûte biaise et les autres dimensions de la voûte et de ses piédroits se détermineront comme s'il s'agissait de la voûte droite ayant pour profil transversal l'élévation de la tête de la voûte biaise ; car les dimensions de la voûte droite, assurant l'équilibre et la résistance de chaque élément de voûte, assurent également l'équilibre de la

voûte biaise, où les mêmes éléments se retrouvent différemment juxtaposés.

Différents appareils des voûtes biaises. — Dans l'établissement de ces sortes de voûtes, il s'agit de prévenir la poussée au vide, ce qu'on ne peut faire qu'au prix de quelques difficultés d'appareil et d'exécution. Parmi les appareils employés par les constructeurs, les plus usités sont : 1° l'appareil orthogonal parallèle ; 2° l'appareil orthogonal convergent ; 3° l'appareil hélicoïdal ou appareil anglais.

1° *Appareil orthogonal parallèle.* — Si l'on divise une voûte biaise en zones par des plans parallèles aux plans de têtes, on déterminera sur la douelle une série de courbes identiques à l'arc de tête ; imaginons que l'on trace sur la douelle une série de courbes appelées trajectoires, normales aux premières ; ces deux systèmes de courbes constituent l'appareil orthogonal dans lequel les trajectoires sont les lignes de joints longitudinaux, et les courbes parallèles aux arcs de têtes, les lignes des joints transversaux. Les joints transversaux seront des plans parallèles aux plans de têtes, tandis que les joints longitudinaux ou joints continus seront des surfaces gauches. Dans l'appareil orthogonal, l'épaisseur des voussoirs varie d'une assise à l'autre et même dans toute l'étendue de chaque assise, c'est pourquoi il exige l'emploi de moellons d'appareil et d'un panneau spécial pour chaque pierre.

2° *Appareil orthogonal convergent.* — Lorsque les plans de têtes ne sont pas parallèles entre eux, les joints transversaux sont déterminés par des plans verticaux convergents contenant l'intersection des plans de tête. Les trajectoires sont encore normales aux intersections de l'intrados par ces plans convergents. Cet appareil, que l'on emploie surtout pour les extrémités des voûtes de grande longueur, à noyau central droit, prend le nom d'appareil orthogonal convergent.

3° *Appareil hélicoïdal ou appareil anglais.* — Pour rendre plus économiques les constructions, on remplace souvent les trajectoires orthogonales par des hélices équidistantes qui permettent de donner la même largeur à tous les voussoirs.

La substitution des hélices aux trajectoires donne l'appareil hélicoïdal qui est le plus simple de tous et qui permet l'emploi de matériaux de petites dimensions, tels que les briques ou moellons. Il a reçu un très grand nombre d'applications dans la construction des ponts biais pour chemins de fer ; les têtes et les assises des naissances sont en pierre de taille et le reste de la voûte en petits matériaux.

Mais nous ferons observer que l'appareil hélicoïdal convient principalement aux voûtes surbaissées et ne peut s'appliquer aux pleins-cintres qu'autant que le biais n'est pas trop prononcé ; autrement il donne de mauvais résultats. Cependant, on peut en reportant, comme l'a fait M. Léveillé, les coussinets à la hauteur des joints de rupture, employer cet appareil pour tous les biais adoptés en pratique ; dans ce cas, et notamment pour les ponts à culées perdues, la partie inférieure de l'ouvrage cachée dans les terres peut s'appareiller comme un pont droit, et, à partir du joint de rupture, la partie supérieure est traitée suivant l'appareil hélicoïdal : on rentre alors dans le cas d'une voûte en arc de cercle.

Nous renvoyons le lecteur aux ouvrages spéciaux sur la matière pour la construction des épures des voûtes biaises.

Voûtes biaises appareillées droit. — Dans une note sur les voûtes biaises publiée en 1856, M. Léveillé dit avoir appareillé droit des arches de 4 à 10 mètres d'ouverture et d'un biais atteignant 72° ; il indique que Gauthey ne s'occupe du biais que quand l'angle atteint 67° et même 63°.

Le pont de Trilport de 25 mètres d'ouverture et d'un biais de 72° est appareillé droit ; il en était de même des arches de l'ancien pont au Change de Paris ; enfin M. Baumgarten, sur le chemin de fer de Saint-Quentin, s'est contenté d'incliner assez les joints pour que leur angle avec les têtes ne dépassât pas une certaine limite.

Malgré ces exemples, les ingénieurs ne se contentent pas aujourd'hui d'opposer uniquement au vide la cohésion des mortiers et l'enchevêtrement des voussoirs ; par une direction convenable des joints continus résultant des différents appareils mentionnés plus haut, les poussées qui agissent dans les plans des sections droites

des voûtes sont ramenées, autant que possible, dans des plans parallèles aux têtes; la poussée au vide est reportée sur toute leur longueur, dans des conditions identiques pour résister aux efforts qu'elles ont à supporter.

Néanmoins, nous pensons que, dans la pratique, on peut sans danger appareiller droit les petits ponts dont le biais n'est pas inférieur à 75°.

Cette disposition, essentiellement économique, nous paraît notamment acceptable pour les travaux de la vicinalité, où l'argent manque souvent pour recourir aux appareils spéciaux et coûteux en pierre de taille nécessités par les ponts biais. Dans ce cas, on se borne à tailler suivant le biais convenable les parements vus des têtes, en ayant soin de donner aux matériaux une queue suffisante pour la bonne liaison des maçonneries et la stabilité des ouvrages.

Voûtes biaises formées d'une série de voûtes droites. — Lorsque le biais est trop considérable, au-dessous de 50° par exemple, quelques ingénieurs ont proposé de substituer à la voûte continue une série d'arcs droits indépendants, parallèles aux têtes et laissant entre eux un certain intervalle que l'on recouvre ensuite par des dalles ou par des voûtelettes en briques reposant sur ces arcs. Le seul inconvénient de ce système, c'est de présenter un grand nombre d'angles et de parements et de nécessiter, par conséquent, l'emploi d'une grande quantité de pierre de taille.

Cet inconvénient disparaît avec l'emploi de la brique.

Nous croyons que cette solution, que l'on doit à M. l'ingénieur en chef Boucher, est susceptible d'être appliquée non seulement aux ponts biais, mais aux ponts droits, parce qu'en diminuant le poids des voûtes, elle peut donner aux ponts en maçonnerie des avantages analogues à ceux des ponts métalliques à poutres droites.

On trouvera dans les *Annales des Ponts et Chaussées* de 1848 les dessins de deux points biais construits d'après ce système.

MÉLANGES

Détermination du nombre de pilots que l'on doit employer pour supporter le poids d'un ouvrage. — Dans les fondations sur pilotis que l'on est parfois obligé de substituer aux fondations en béton, les pilots étant contenus latéralement par le sol dans lequel ils sont enfoncés, on peut les charger de 30 à 35 kilogrammes par centimètre carré de leur section transversale ; cependant, quelques constructeurs ne dépassent pas 25 kilogrammes ; mais cette limite restreinte nous paraît un grand excès de précaution pour les pilots en chêne que nous avons en vue dans tout ce qui va suivre. Les pilots doivent être enfoncés jusqu'à ce que chacune des dernières volées de 30 coups d'un mouton de 300 à 400 kilogrammes tombant de $1^{m},30$ de hauteur ne les fasse pas enfoncer de plus de 8 à 10 millimètres.

Quand il s'agit de construire une simple enceinte de pieux et palplanches, le refus peut être arrêté à 8 ou 10 centimètres par volée de 30 coups.

Quelquefois, le refus peut n'être qu'apparent et tenir à la compression du sol environnant par le battage même et non à ce que le pieu a atteint un sol plus résistant. Quand on a des doutes à cet égard, on suspend le battage du pieu pour donner à la compression du sol le temps de se transmettre à une certaine distance ; on achève ensuite l'opération quand le terrain a repris son élasticité. C'est pour cette raison que, dans le battage d'une fondation on en pilotis atteignant un sol incompressible, on doit commencer par le centre pour s'avancer progressivement vers les bords.

Au contraire, dans les terrains indéfiniment compressibles, la résistance des pilots n'étant due qu'au frottement qu'ils éprouvent contre les couches du terrain dont ils sont entourés, on doit chercher à augmenter, autant que possible, la consistance des couches et commencer, pour cela, le battage en partant des bords.

Dans ce cas, on larde le sol du plus grand nombre possible de pieux.

Les pieux étant supposés au refus, chose indispensable, voici comment on en calcule le nombre :

Exemple : Une construction dont le poids total doit être de 15 000 000 de kilogrammes doit être fondée sur pilotis ; les pilots que l'on veut employer ont $0^m,30$ de diamètre, combien en faudra-t-il ?

La surface supérieure d'un pilot est égale à πR^2, soit à $3,1416 \times \overline{0^m,15}^2 = 0^{mq},0707 = 707$ centimètres carrés ; chaque centimètre carré peut supporter 35 kilogrammes ; par suite, la charge dont est capable chaque pilot est de :

$$707 \times 35^k = 24\,745^k$$

il faudra donc :

$$\frac{15\,000\,000}{24\,745} = 606 \text{ pilots},$$

que l'on répartira de manière qu'ils supportent, autant que possible des portions égales de la charge totale.

Espacement usuel des pilots. — Les pilots sont ordinairement espacés de $0^m,80$ à $1^m,50$ d'axe en axe suivant leur diamètre et suivant la pression totale à laquelle ils doivent résister ; mais, le plus souvent, on ne les distance que de $0^m,80$, et s'il résulte de cet espacement que leur charge soit sensiblement inférieure à 35 kilogrammes par centimètre carré, on se contente d'un refus proportionnel au poids qu'ils auront à supporter.

Dupuit dit que ce refus peut être arrêté à $0^m,02$ pour 12 000 kilogrammes et à $0^m,05$ pour 5 000 kilogrammes de charge totale sur un pilot.

Détermination du refus d'un pilot. — Nous avons dit plus haut qu'on bat ordinairement les pilots jusqu'à ce que le refus soit réduit à $0^m,01$ par volée de 30 coups d'un mouton de 300 à 400 kilogrammes, tombant d'une hauteur de $1^m,30$, et cette condition est souvent insérée dans le cahier des charges. Cependant il est certain qu'un semblable refus n'est pas toujours nécessaire et qu'il peut occasionner des dépenses considérables que rien ne saurait justifier ; il serait donc rationnel d'arrêter le battage des

pilots, dès qu'ils peuvent résister aux charges qu'ils auront à supporter.

1° Supposons que nous ayons à construire sur pilotis une culée pesant 165 000 kilogrammes et devant occuper une surface de 6 mètres de longueur sur $2^m,50$ de largeur.

En admettant qu'on emploie des pilots de $0^m,25$ de diamètre et espacés de $1^m,20$ d'axe en axe, on aura trois files de 5 pilots chacune, soit en tout 15 pilots, ce qui donne pour le poids supporté par chacun d'eux ou pour la résistance théorique R du sol qui lui fait équilibre :

$$R = \frac{165\,000}{15} = 11\,000^k ;$$

soit un peu plus de 20 kilogrammes par centimètre carré sur chaque pilot.

Désignons par x l'enfoncement d'un pilot ou le refus qui en sera résulté et admettons, en second lieu, que le battage soit fait avec un mouton de 400 kilogrammes tombant de $1^m,20$ de hauteur ; le travail T développé par ce mouton pendant une volée de 30 coups a pour expression :

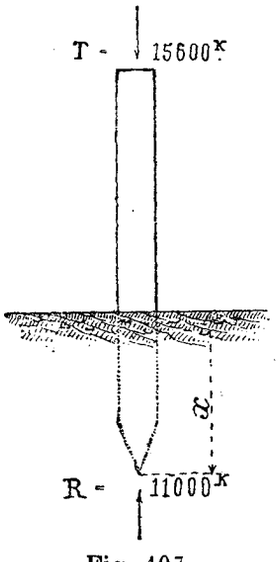


Fig. 107.

$$T = 30 \times 400 \times 1,30 = 15\,600^k ;$$

la résistance théorique du sol égale à ce travail est Rx ; nous aurons donc l'équation d'équilibre :

$$T = Rx$$

ou en remplaçant les lettres par leurs valeurs :

$$15\,600 = 11\,000 \times x ;$$

d'où

$$x = \frac{15\,600}{11\,000} .$$

Mais, d'après les expériences de Perronet, on ne doit pas, sous les sabots des pieux, faire travailler le sol à plus du 1/100 de sa

résistance théorique ; dès lors, l'équation précédente devient :

$$x = \frac{15\,600}{1\,100\,000} = 0^{m},014.$$

Ainsi pour le cas qui nous occupe, on pourra considérer le battage d'un pilot comme terminé, dès que le refus ne sera plus que de $0^{m},014$ après une volée de 30 coups.

2° Si le mouton pesait 600 kilogrammes au lieu de 400 kilogrammes, on aurait :

$$30 \times 600 \times 1,30 = 23\,400^{k}$$

et

$$x = \frac{23\,400}{1\,100\,000} = 0^{m},0213.$$

3° Enfin si le mouton ne pesait plus que 300 kilogrammes, on poserait :

$$30 \times 300 \times 1,30 = 11\,700^{k},$$

et l'on trouverait :

$$x = \frac{11\,700}{1\,100\,000} = 0^{m},0106.$$

Ces exemples suffisent pour faire comprendre la marche qu'on devra suivre, toutes les fois que, connaissant le poids des maçonneries et de leur surcharge et le nombre des pilots, on devra fonder sur un terrain compressible d'une grande épaisseur.

Résistance des pilots : 1° *Dans un sol incompressible.* — Lorsque les pilots atteignent un sol incompressible, ils résistent au poids des maçonneries à la manière des bois debout et le pilotage n'ayant plus pour but de consolider les terrains supérieurs, on calcule la résistance des pieux en faisant abstraction de celle que leur donnent les couches de terrain qui les entourent.

Ainsi en tenant compte des indications consignées dans le tableau suivant, extrait de l'*Aide-Mémoire de mécanique* de M. Morin :

DÉSIGNATION DES BOIS travaillant au 1/10	POIDS PAR CENTIMÈTRE CARRÉ que l'on peut faire supporter d'une manière permanente aux BOIS, le rapport de la hauteur à leur plus petite dimension de la base étant :										
	au-dessous de 12	12	16	20	24	28	32	36	40	45	60
	kg.	kg.	kg.	kg.	kg.	kg.	kg.	kg.	kg.	kg.	kg.
Chêne fort	30 à 40	25,0	21,2	17,8	15,0	12,0	10,8	9,2	7,0	5,0	2,5
Chêne faible.	19	8,4	7,4	6,4	5,0	5,2	»	»	»	»	»
Sapin rouge ou jaune.	40 à 50	35,0	28,4	24,2	20,0	17,6	15,0	13,2	11,2	7,5	»
Sapin blanc.	9,7	8,0	6,6	5,8	5,0	»	»	»	»	»	»

on voit, par exemple, qu'un pilot de sapin rouge ou jaune de $0^m,25$ de diamètre et de 5^m00 de longueur $\left(\frac{500}{25} = 20\right)$, peut être chargé avec sécurité d'un poids de 24 kilogrammes par centimètre carré, en nombre rond.

2° *Dans un terrain indéfiniment compressible.* — Dans un terrain de cette nature où les pieux ne sont presque exclusivement retenus que par les frottements latéraux, il est difficile de déterminer d'avance, le refus auquel doit arriver chaque pieu ; en pareille circonstance, on est obligé de faire varier les charges d'après les enfoncements constatés.

En Hollande, où cette circonstance est fréquente, on emploie la formule suivante pour calculer le poids qu'un pieu peut supporter avec sécurité, d'après l'enfoncement moyen obtenu sous les derniers coups de mouton :

(Formule hollandaise) $$P = \frac{BH}{6e} \times \frac{B}{B + p};$$

dans laquelle :

P est le poids à faire supporter par le pieu ;
H — la hauteur de chute du mouton ;
B — le poids de ce mouton ;
p — le poids du pieu, déduction faite de la perte due à la partie immergée ;
e — la pénétration moyenne obtenue par les derniers coups de mouton,

Inconvénients et difficultés pratiques du battage des pieux. — Le battage des pieux présente certaines difficultés et certains

inconvénients que l'expérience a signalés et qu'il convient de faire connaître :

Lorsque le gravier est compact et qu'on ne peut enfoncer les pilots à plus de 1 à 2 mètres, sans de grands efforts, les pilots sont plus nuisibles qu'utiles, car ils ébranlent le sol, le divisent et en diminuent la résistance aux affouillements. Il vaut mieux alors creuser les fondations dans le terrain solide, recouvrir la fouille d'une couche épaisse de béton formant un large empatement et la protéger par des enrochements.

Dans les glaises molles, les premiers pilots s'enfoncent aisément ; mais dès que le terrain a acquis le degré de compacité dont il est susceptible, chaque nouveau pilot qu'on cherche à battre fait remonter les pilots voisins et il devient fort difficile d'établir un bon pilotis sur des sols de cette nature ; mais comme les épuisements sont généralement peu coûteux dans ces sortes de terrains, il vaut encore mieux descendre directement les fondations jusqu'à l'argile compacte sur laquelle on peut bâtir sans danger, sauf à prendre les précautions voulues pour prévenir les affouillements des terrains supérieurs. (Voir les ouvrages spéciaux sur la matière.)

Fondations sur pilotis. — Accidents à craindre. — Les accidents qui peuvent se produire dans une fondation sur pilotis sont de quatre sortes :

1° Tassements verticaux dus à un battage incomplet ou à une trop grande charge des pieux par rapport à la nature du sol dans lequel ils sont enfoncés ;

2° Tassements ou déversements provenant de ce que les pieux ns sont pas suffisamment protégés latéralement par des enrochements ;

3° Déplacements ou déversements occasionnés par la poussée oblique des remblais ;

4° Affouillements.

Les ouvrages sur la matière indiquent les moyens à employer pour prévenir ces accidents, notamment les cours de constructions des ponts de Croizette-Desnoyers, Dupuit et Morandière.

Détermination de le section transversale des pilots. — Les di-

mensions transversales des pilots se règlent d'après leur longueur et la charge qu'ils ont à supporter. Ordinairement cette section se détermine au moyen d'une règle pratique donnée par Perronet et qui peut se traduire par la formule suivante :

$$\text{(Perronet)} \quad D = 0^{m},24 + 0^{m},15\ (L - 4^{m},00)$$

dans laquelle :

D représente le diamètre du pilot ;

L sa longueur exprimée en mètres.

Cette longueur est déterminée soit par les indications des sondages, soit par le battage de quelques pilots d'épreuves.

D'après Dupuit, le diamètre des pilots représente les 0.04 de leur longueur L :

$$\text{(Dupuit)} \quad D = 0{,}04\ L.$$

Les deux formules ci-dessus donnent des résultats également acceptables

Dimensions des blocs employés pour les enrochements. — Si l'on réfléchit au service que rendent les enrochements en pierres sèches, on comprendra qu'il faut, avant tout, que les blocs destinés à leur exécution ne soient pas entraînés par le courant. Or, leur résistance dépendant de leur poids et de leur forme, il est bon de calculer les dimensions qu'ils doivent avoir pour résister à un courant dont la vitesse est connue.

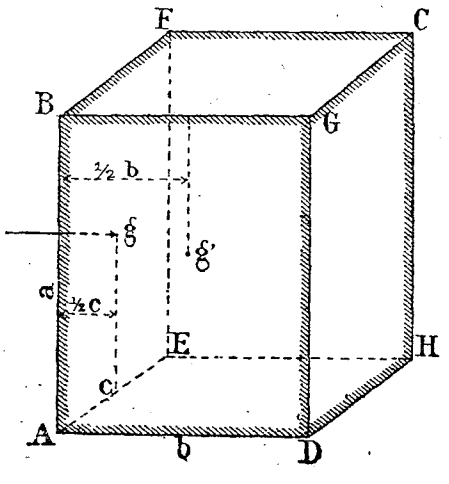


Fig. 108.

Soit un prisme BH (fig. 108), reposant par sa face ABGD sur le lit supposé horizontal d'une rivière et ayant pour base ABFE perpendiculaire à la direction du courant.

Désignons par *a* sa longueur AB ; par *b* sa largeur AD et par *c* son épaisseur AE.

L'effort exercé par le courant sur la face ABFE sera équivalent, ainsi que l'ont confirmé les expériences de Dubuat, à un prisme

d'eau ayant pour base la face BE et pour hauteur, la hauteur h due à la vitesse de l'eau. Or, la densité de l'eau étant égale à l'unité, le poids du prisme en question sera représenté par

$$h.\ a.\ c \times 1$$

son action agira au centre de gravité g de la face BE, c'est-à-dire à une distance $1/2\ c$ de l'arête AB et son intensité sera, par conséquent, égale à

$$h.\ a.\ c \times \frac{1}{2}\ c$$

Cette force tendra à soulever le prisme pour le faire tourner autour de l'arête DG et la pierre opposera à cet effort une résistance égale à son poids, appliqué au centre de gravité g' de la face ABGD, c'est-à-dire à une distance $1/2\ b$ de l'arête AB.

Si donc on appelle D la différence de densité entre l'eau et la pierre, celle-ci offrira à la force du courant une résistance équivalente à :

$$\mathrm{D}.\ a.\ b.\ c \times \frac{1}{2}\ b$$

et l'on aura l'équation d'équilibre :

$$h.\ a.\ c \times \frac{1}{2}\ c = \mathrm{D}.\ a.\ b.\ c \times \frac{1}{b}\ b$$

d'où l'on tire :

$$h.\ c = \mathrm{D}b^2 \qquad (1)$$

ou

$$\frac{h}{\mathrm{D}} = \frac{b^2}{c}$$

Cette expression étant indépendante de a, on voit que la longueur des pierres n'ajoute rien à leur résistance qui ne dépend que de la largeur de la base et de l'épaisseur du bloc.

Applications numériques. — 1° Supposons que la densité de la pierre soit égale à 2, ce qui donne $\mathrm{D} = 1$, l'expression (1) deviendra :

$$h = \frac{b^2}{c} \qquad (2)$$

et si l'on veut savoir à quelle vitesse résisteraient, par exemple, des moellons de $0^m,20$ de hauteur sur $0^m,30$ de largeur, on aura :

$$h = \frac{\overline{0,30}^2}{0,20} = \frac{0,90}{2} = 0^m,45$$

correspondant à une vitesse par seconde de $2^m,97$. Ainsi, pour que les blocs ne soient pas entraînés, il faudra que la vitesse du fond ne dépasse pas $2^m,97$ par seconde.

Les traités spéciaux d'hydraulique contiennent des tables où l'on trouve, en regard des diverses hauteurs de chutes, les vitesses correspondantes. Si l'on n'avait pas sous la main une de ces tables, on calculerait la vitesse correspondant à $h = 0,45$ par la formule suivante où $g = 9^m,81$:

$$v = \sqrt{2gh} = \sqrt{2 \times 9,81 \times 0.45} = 2^m,97$$

2° La largeur des moellons restant la même, supposons que leur épaisseur $c = 0,80$, la formule (2) donnera :

$$h = \frac{0,90}{8} = 0,1125$$

qui correspond à une vitesse de $1^m,48$, moitié de la précédente.

On voit, par cet exemple, que si l'on quadruplait sans réflexion l'épaisseur des blocs, espérant augmenter ainsi leur résistance avec leur poids, on obtiendrait un résultat tout contraire ; les pierres coûteraient quatre fois plus et ne résisteraient qu'à une vitesse moitié moindre.

Si, en conservant aux blocs leur épaisseur $c = 0,20$, on double leur largeur, on aura $b = 0,60$ et la formule (2) donnera :

$$h = \frac{36}{20} = 1,80$$

correspondant à une vitesse :

$$v = 5^m,94 = 2 \times 2,97 ;$$

c'est-à-dire qu'en doublant la largeur de la base des blocs, on leur permet de résister à un courant deux fois plus fort ;

3° Si l'on voulait employer des pierres dont la hauteur fût égale

à la largeur, on aurait $c = b$ et la formule (2) donnerait :

$$c = h$$

d'où il résulte que la plus petite dimension qu'on pourrait donner à une pierre de section carrée pour qu'elle ne fût pas entraînée par un courant d'une vitesse connue, ne devrait pas être inférieure à la hauteur h due à cette vitesse. Si donc celle-ci était, par exemple, de 4 mètres par seconde, les pierres ne devraient pas avoir moins de $0^m,82$ de côté.

Des pierres de cette dimension seraient très difficiles à manier et leur mise en place deviendrait très coûteuse ; mais rien n'empêche de réduire leur largeur à 0,60, par exemple, et de calculer l'épaisseur correspondante par la formule (2) qui fournit, en y introduisant les nouvelles données et effectuant les calculs :

$$0{,}82 = \frac{\overline{0{,}60}^2}{c} = \frac{0{,}36}{c}$$

d'où

$$c = \frac{0{,}36}{0{,}82} = 0^m,44.$$

Ainsi des pierres de $0^m,60$ de largeur et de $0^m,44$ de hauteur offriraient à l'action du courant la même résistance que les premières de $0^m,82$ de côté.

Il en serait de même des blocs de $0^m,50$ de largeur sur $0^m,30$ d'épaisseur ou de $0^m,40$ sur $0^m,20$... et ainsi de telles autres dimensions que les carrières peuvent imposer.

Conclusion. — Ces exemples prouvent que les gros blocs ne suffisent pas pour faire de bons enrochements ; l'économie et la solidité de ces ouvrages défensifs dépendent uniquement de la forme de la pierre qui résistera d'autant mieux qu'elle sera plus aplatie. Les rivières torrentielles, à fortes pentes, fournissent tous les jours des exemples à l'appui de cette théorie, car il n'est pas rare, dans les grandes crues, de voir les eaux entraîner à de grandes distances des blocs énormes de forme plus ou moins arrondie, tandis qu'elles ne peuvent ébranler de minces dalles pesant à peine quelques kilogrammes.

Moyen graphique pour déterminer approximativement la poussée sur ses piédroits d'une voûte extradossée parallèlement. — On décrit une circonférence moyenne TKG (fig. 109), aux points T et G on mène des tangentes à cette courbe ; par le point de rencontre F de ces tangentes on mène la normale FO à la demi-circonférence, ce qui détermine le point K où se fait le plus grand effort.

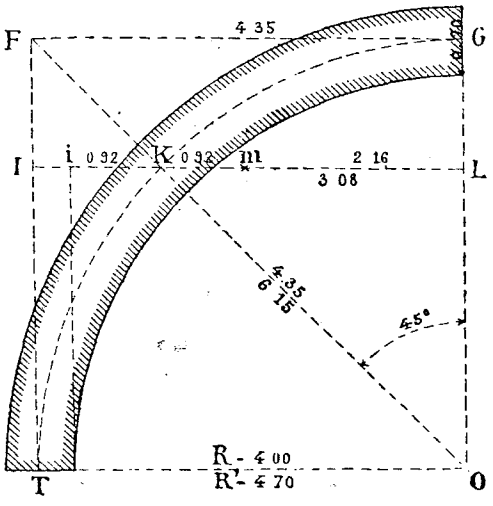


Fig. 109.

Par le point K on mène l'horizontale IL que l'on prolonge jusqu'aux parallèles TF et OG.

La partie *i*K, multipliée par l'épaisseur de la voûte, exprime l'effort horizontal de la partie inférieure de la voûte et KL, multipliée également par l'épaisseur de la voûte, désigne celui de la partie supérieure.

Ces deux efforts, agissant en sens contraire et étant directement opposés, se détruiront en partie ; ainsi en portant *i*K de K en *m*, la différence *m*L, multipliée par l'épaisseur de la voûte, sera l'expression de la poussée.

Cette manière d'opérer donne des résultats satisfaisants pour la pratique.

Calcul de l'épaisseur des piédroits qui découle de ce moyen graphique. — En représentant par

P le produit de *m*L par l'épaisseur de la voûte,

x l'épaisseur à donner aux piédroits.

Rondelet a trouvé qu'on obtenait une stabilité plus que suffisante au moyen de la formule :

$$\text{(Rondelet)} \qquad x = \sqrt{2\,P.}$$

Exemple : Soit une voûte de 4 mètres de rayon ayant $0^m,70$ d'épaisseur à la clef; le rayon de la courbe d'extrados sera de $4^m,70$ et celui de la circonférence moyenne de $4^m,35$.

Calcul de KL. — Dans le triangle KLO :

$$KL = OK \times \sin 45^\circ = 4^m,35 \times 0,707107 = 3^m,08.$$

Calcul de iK. — Nous avons $i\mathrm{L} = 4^{m},00$ par construction et $i\mathrm{K} = i\mathrm{L} - \mathrm{KL}$, d'où :

$$i\mathrm{K} = 4^{m},00 - 3^{m},08 = 0^{m},92.$$

Calcul de m*L.* — En opérant par différence, on trouve :

$$m\mathrm{L} = \mathrm{KL} - \mathrm{K}m = 3^{m},08 - 0^{m},92 = 2^{m},16.$$

Valeur de la poussée P. — Cette valeur est égale à :

$$\mathrm{P} = m\mathrm{L} \times c = 2^{m},16 \times 0^{m},70 = 1^{m},51.$$

Epaisseur des piédroits. — Cette épaisseur est donnée par la formule :

$$x = \sqrt{2\,\mathrm{P}} = \sqrt{2 \times 1^{m},51} = \sqrt{3^{m},02} = 1^{m},74, \text{ soit } 1^{m},75$$

en nombre rond.

La formule de Léveillé aurait donné pour l'épaisseur des piédroits au joint des naissances $1^{m},45$ environ. On voit donc, d'après cela, que le procédé de Rondelet donne des épaisseurs plus fortes que ne l'exige la stabilité des ouvrages et pèche par excès.

RACCORDEMENT DU TALUS DES REMBLAIS

AVEC LES MURS EN RETOUR DES PONTS

1° PONTS DROITS

Lorsqu'on adopte, pour le soutènement des terres aux abords d'un pont, des murs en retour formant prolongement des têtes de l'ouvrage, on ne donne souvent à ces murs qu'une longueur égale à la hauteur des remblais pour économiser un certain cube de maçonnerie ; il résulte de cette disposition que la projection des talus, inclinés à 3 pour 2 à l'extrémité des murs en retour et à 45° contre le parement extérieur des maçonneries, affecte, en plan, une surface elliptique dont le contour est tracé de différentes manières.

Voici une méthode des plus simples qui n'exige ni calculs ni

tâtonnements pour tracer cette portion d'ellipse assimilée à une anse de panier à trois centres ; mais il faut préalablement régler le sol formant la base du 1/4 de cône suivant une surface horizontale pour obtenir un tracé régulier.

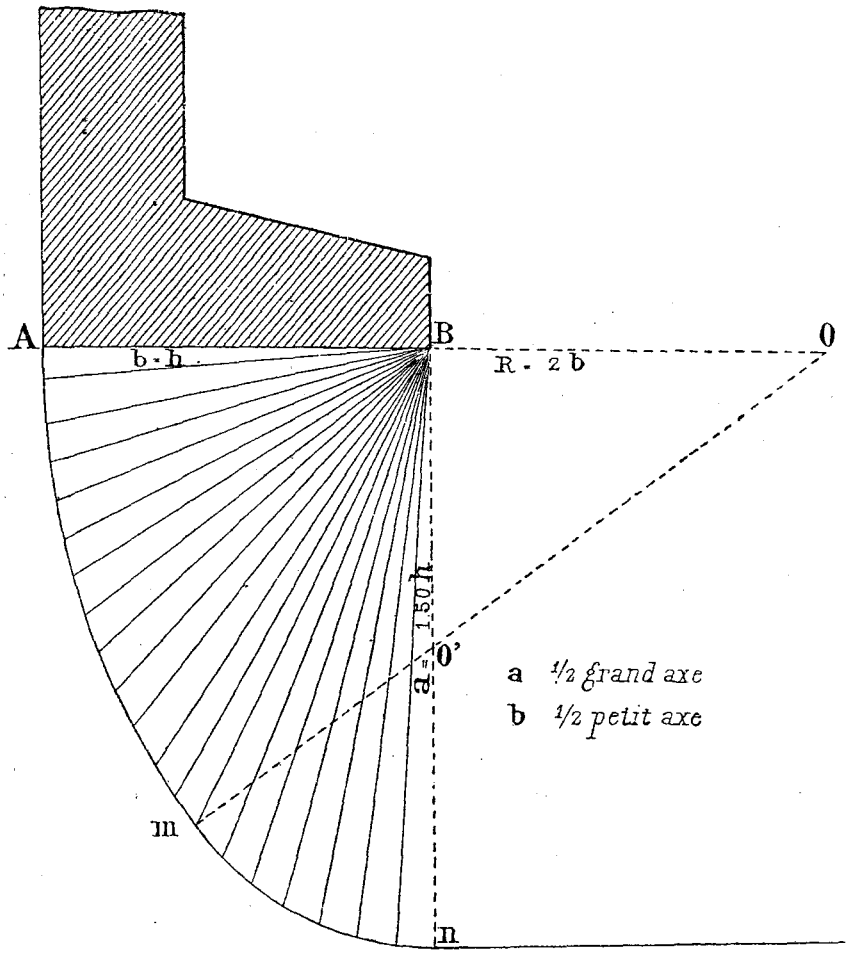


Fig. 110.

Cette précaution, qui n'entraîne pas une grande sujétion dans la pratique, a l'avantage de donner aux ouvrages un cachet de coquetterie qui n'est pas à dédaigner.

Soit AB le parement d'un mur en retour, d'une longueur égale à la hauteur h des terres à soutenir (fig. 110), on prend, sur son prolongement : BO = BA et AO est le grand rayon R = $2b$; par le point B, on élève sur AO une perpendiculaire Bn = 1,50 h = a ou 1/2 grand axe ; on prend le point O′ sur le milieu de Bn et O′n est le petit rayon $r = \frac{a}{2}$.

On mène la ligne O*m* et l'on décrit les arcs de cercle A*m* et *mn* des points O et O′ comme centres,

Calculs relatifs à ce raccordement. — La surface A*mn*B de cette portion d'ellipse que nous désignerons par *s* est égale à

$$s = 1{,}20\ h^2$$

c'est-à-dire aux 6/5 de la hauteur du remblai élevée au carré.

Le développement D du contour A*mn* est égal à

$$D = 2\ h$$

soit au double de la hauteur du remblai ou encore au double de la longueur AB du mur.

Quant au volume V du quart de cône établi sur la base A*mn*B, il est égal à :

$$V = 0{,}40\ h^3$$

c'est-à-dire à la surface de la base multipliée par le tiers de la hauteur.

Enfin la surface extérieure S de ce quart de cône pour le mesurage du perré ou du gazonnement est égal à

$$S = 1{,}60\ h^2$$

c'est-à-dire au contour de la base A*mn* multiplié par la moitié d'une arête moyenne entre celles correspondant à h et $1{,}50\ h$ et qui sont respectivement $h\sqrt{2} = 1{,}41\ h$ et $\frac{h}{2}\sqrt{13} = 1{,}80\ h$; ce qui donne bien $1{,}60\ h$ pour moyenne; donc :

$$D \text{ ou } 2h \times \frac{1{,}60\ h}{2} \text{ ou } S = 1{,}60\ h^2$$

Ces diverses formules fournissent des approximations suffisantes en pratique et abrègent singulièrement les calculs des parties accessoires des ouvrages d'art; c'est pourquoi nous les avons indiquées.

2° PONTS BIAIS

Parmi les dispositions que l'on peut adopter pour raccorder les talus de remblais avec les murs en retour d'un ouvrage biais, nous donnons la suivante qui est simple et pratiquement suffisante :

Dans l'angle obtus ACD (fig. 111), on prend la longueur du mur en retour égal à $1{,}50\,h$ et dans l'angle aigu on la réduit ordinairement, par mesure d'économie, à la hauteur h des terres à soutenir ; puis on détermine, comme il est dit ci-après, les éléments des courbes de raccordement A*n* et E*m* G.

$$AC = \frac{AI}{\cos\beta} = \frac{4{,}50}{\cos 29^\circ} = \frac{4{,}50}{0{,}874620} = 5^m{,}15$$

$$IC = AI\ tg\beta = 4{,}50 \times 0{,}554309 = 2^m{,}49$$

$$Cn = 4^m{,}50 - 2^m{,}49 = 2^m{,}01$$

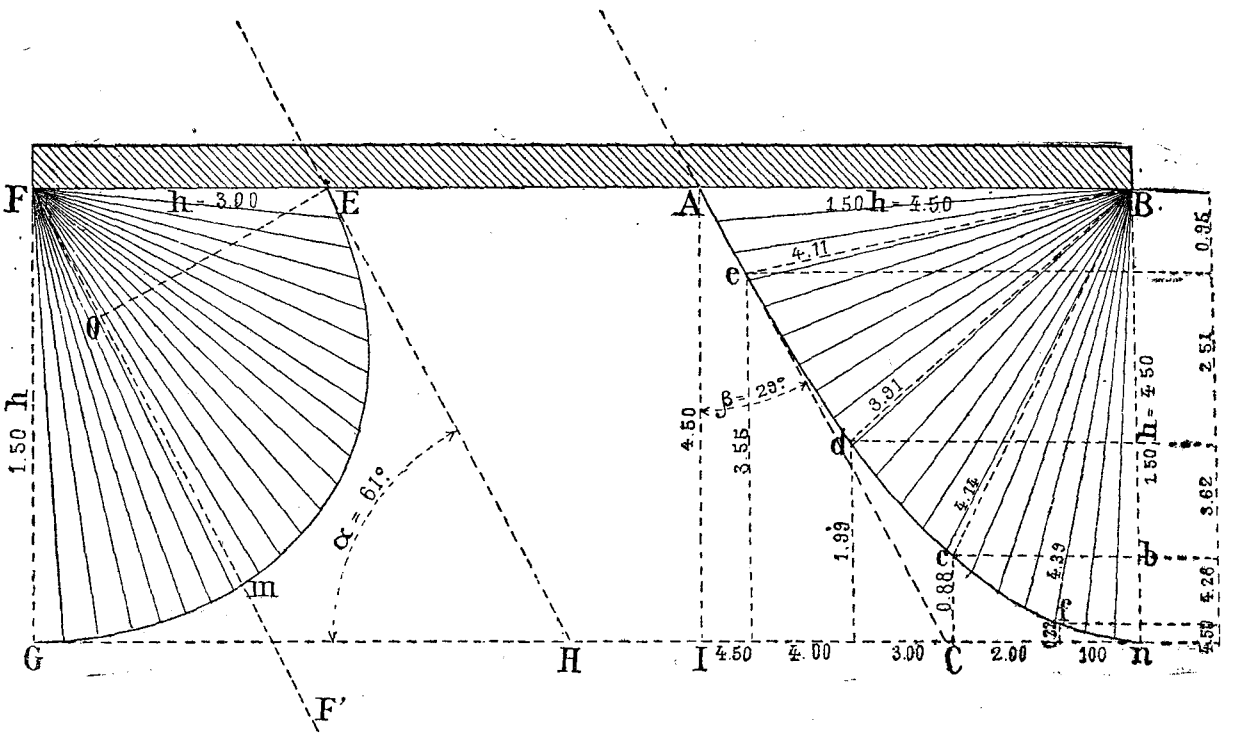


Fig. 111.

1° *Angle obtus* ACD. — On élève au point B la perpendiculaire B*n* = AB ; les points A et *n* appartenant au pied du talus, il n'y a plus qu'à tracer une parabole avec les tangentes inégales AC et C*n*, par le 1/4 de la flèche ou bien par la tangente au sommet.

Si l'on voulait avoir dans l'angle obtus un mur égal à la hauteur h on obtiendrait une parabole se confondant sensiblement avec la tangente AC, ce qui serait disgracieux.

2° *Angle aigu* EHG. — Par le point F on élève la perpendiculaire FG = $1{,}50\,h$ et, après avoir décrit l'arc de cercle G*m* avec le rayon FG jusqu'à la rencontre de la ligne FF′ menée parallèlement

à la culée du pont, on abaisse sur cette parallèle la perpendiculaire EO ; puis l'on trace un quart d'ellipse E*m* ayant O*m* pour 1/2 grand axe et OE pour 1/2 petit axe. — On pourrait encore considérer cet arc elliptique comme une portion d'anse de panier à 3 centres. Dans le cas où l'on ferait le mur en retour égal à 1,50 *h*, la base du quart de cône serait un quart de cercle.

Calculs relatifs à ces raccordements. — On évalue ensuite les développements des courbes A*n* et E*m* G par des moyens mécaniques tels, par exemple, que celui qui consiste à contourner un fil sur chacune de ces courbes et à le redresser pour en mesurer la longueur ; ou mieux, on fait usage du curvimètre.

La surface E*m*GF s'obtiendra au moyen des éléments suivants :

$$\text{Surfaces} \begin{cases} \text{du triangle FOE ;} \\ \text{du 1/4 d'ellipse OE}m\text{ ;} \\ \text{du secteur circulaire FGM.} \end{cases}$$

La surface du segment parabolique A B*n* que nous désignerons par *s'* est égale à

$$s' = 2/3\ \text{B}n \times \text{AB}.$$

Pour avoir les volumes V des 1/4 de cônes établis sur ces surfaces on multipliera chacune des bases B par le 1/3 de la hauteur *h* des terres à soutenir :

$$\text{V} = \text{B} \times \frac{h}{3}$$

Enfin la surface extérieure S de ces 1/4 de cônes sera ;

Dans l'angle aigu EHG : le produit du contour de la base E*m*G par la moitié d'une arête moyenne égale à 1,66 *h* ;

Dans l'angle obtus ACD : le produit du développement de la base A*n* par la moitié d'une arête moyenne approximativement égale à 1,75 *h*.

Comme dans les ponts droits, les divers résultats ainsi obtenus seront suffisamment exacts pour les besoins de la pratique.

Observation. — Les accidents que l'on remarque dans les 1/4 de cônes de nombreux ouvrages d'art tiennent souvent à une économie mal entendue dans le développement des murs en retour ; il en résulte une inclinaison exagérée du talus des terres aux abords

de ces ouvrages et, par suite, des éboulements qui mettent à nu les abouts des maçonneries au détriment de la conservation et du bon aspect des ponts.

CINTREMENT ET DÉCINTREMENT DES VOUTES

On appelle *cintre* le système de charpente qui sert à soutenir les voussoirs d'une arche de pont ou d'une voûte quelconque pendant sa construction.

Un cintre se compose toujours de plusieurs fermes ou assemblages de charpente placés parallèlement au plan des têtes de l'ouvrage, dans les ponts droits, et suivant la section droite, dans les ponts biais ; ces fermes sont également espacées et leur nombre varie d'après la longueur de l'arche et la charge qu'elles ont à supporter, elles doivent, en outre, être reliées entre elles, à différentes hauteurs, soit par des moises inclinées ou *liernes*, soit par des moises horizontales, soit par ces deux systèmes réunis, de manière à former un ensemble bien rigide et bien résistant.

D'ailleurs, pendant la construction, l'ingénieur doit surveiller avec le plus grand soin les mouvements du cintre et ne pas hésiter à ajouter toutes les pièces qui peuvent s'opposer, d'une manière utile, au mouvement de la charpente.

Le caractère essentiellement provisoire d'un cintre permet d'y employer toute espèce de bois, sans se préoccuper de la régularité des fermes.

Ces dernières sont terminées à leur partie supérieure, par des pièces de bois appelées *vaux* qui affectent la forme de la voûte ; l'ensemble de ces vaux détermine une surface parallèle à la douelle à la distance nécessaire pour y placer les couchis ou madriers longitudinaux destinés à recevoir les matériaux composant la voûte.

En général, on donne aux cintres leur maximum de raideur en composant les fermes avec des pièces de bois disposées suivant des triangles équilatéraux.

Travail des cintres. — Sous le rapport du travail des pièces qui

les composent, les cintres se divisent en deux parties principales, savoir :

1° Les *couchis* qui supportent directement les pressions exercées par les diverses portions des voûtes;

2° Les *fermes* qui ont pour but de répartir sur les points d'appui les résultantes de ces pressions.

Diverses espèces de cintres. — On distingue deux systèmes de cintres : les *cintres fixes* et les *cintres retroussés*.

Un cintre est *fixe* quand il repose sur un certain nombre d'appuis disposés d'une naissance à l'autre; il est *retroussé*, quand il n'est soutenu qu'aux naissances.

Dans le premier cas, il est invariable de forme; dans le second, il est susceptible de céder plus ou moins à la pression et de changer de forme suivant qu'il est chargé sur une plus ou moins grande étendue. Ce second système n'est bon que dans la construction des ponts sur des rivières trop profondes ou sujettes à des affouillements trop variables pour qu'on y puisse trouver des points d'appui suffisants; et, sans l'autorité de Perronet, ses inconvénients l'auraient fait abandonner depuis longtemps déjà.

Toutefois, un troisième système, qu'on pourrait appeler *mixte* paraît donner de bons résultats; il consiste à établir, d'abord les fermes en ne les soutenant qu'aux naissances, puis à les étayer pendant la construction par un certain nombre d'appuis fixes. Ce système a, entre autres avantages, celui de favoriser le décintrement, en permettant, d'abord, d'ôter les étais et de n'enlever le cintre lui-même qu'après les premiers effets du tassement.

En résumé, quel que soit le type de cintres que l'on adopte, il faut que les fermes ne fléchissent pas sous le poids des voussoirs qu'elles supportent; autrement la voûte se déformerait et, après l'enlèvement des cintres, l'intrados aurait une forme peu géométrique qu'il conviendrait de modifier au moyen de ravalements importants.

Courbe de pose. — Beaucoup de constructeurs, tenant compte à l'avance, du tassement qui peut se produire et de certains résultats de l'expérience, donnent aux cintres une forme qu'on appelle *courbe de pose*, différente de la courbe réelle, de telle sorte qu'a-

près le décintrement la voûte prenne la forme qu'elle doit avoir et pour laquelle les voussoirs ont été taillés.

Mais cette façon d'agir est nécessairement incertaine et l'emploi d'une courbe de pose ne répond pas toujours aux prévisions ; d'autre part, il est arrivé qu'un pont qui devait être horizontal entre les deux têtes et dont on avait surélevé les fermes médianes a présenté, après le décintrement, une pente et une contrepente, parce que le tassement sur lequel on avait compté n'avait pas eu lieu.

Il vaut mieux, comme on le fait aujourd'hui, veiller à la bonne qualité des sables, chaux et ciments employés à la confection des mortiers, en bien surveiller et diriger le dosage et la fabrication, et faire usage des cintres construits d'après la courbe réelle, mais de manière à ne pas céder sous la pression des voussoirs.

Types usuels de cintres. — Nous donnons ci-après des types de fermes généralement employés pour des ouvertures comprises entre 1 et 15 mètres d'ouverture.

1. — PONTS EN PLEIN CINTRE

De 1 à 3 mètres d'ouverture. — Les fermes des cintres, qui servent ordinairement à construire les ponts de 1 à 3 mètres d'ouverture, se composent de deux ou trois courbes appelées *vaux*, assemblées à mi-bois, qui reposent sur deux sablières horizontales ; ces sablières sont soutenues par des poteaux montants ou des consoles et des coins de décintrement. On ménage entre les vaux et l'intrados l'intervalle nécessaire à la pose des couchis.

Les poteaux montants sont placés généralement sur des madriers posés à plat, soit dans le fond du cours d'eau régularisé, soit sur la saillie du béton, augmentée s'il le faut ; soit enfin sur le radier lui-même, pour répartir uniformément la pression des cintres et des voûtes sur les points d'appui ; ces madriers portent le nom de *semelles*.

Des moises horizontales relient respectivement entre eux les poteaux montants et les vaux pour rendre solidaires toutes les parties d'un même cintre.

La figure 112 représente une ferme de cintre pour un pont de 3 mètres d'ouverture.

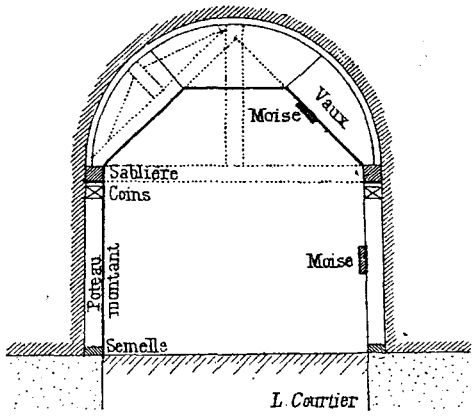


Fig. 112.

De 4 à 7 mètres d'ouverture. — Dans les ponts de 4 à 7 mètres d'ouverture, chaque ferme, reposant sur des semelles, se compose de deux poteaux montants, de coins de décintrement, d'un entrait

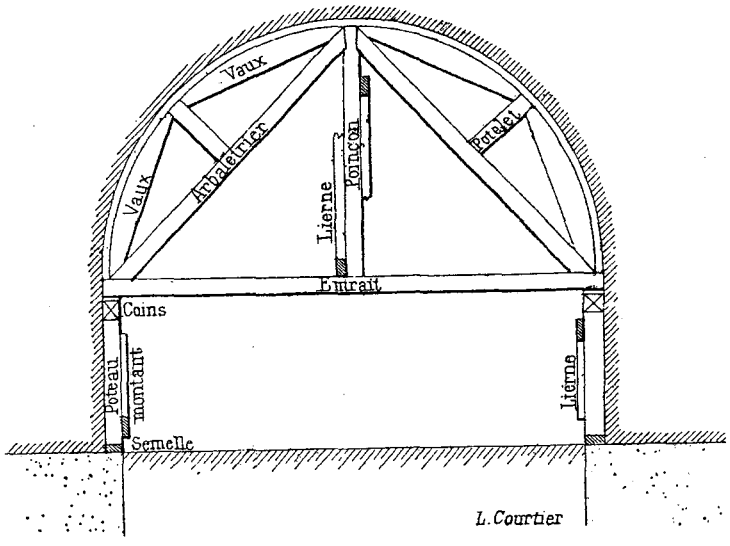


Fig. 113.

de deux arbalétriers qui sont assemblés avec un poinçon, de deux potelets et de vaux; entre les vaux et la douelle, on place les couchis.

Des moises ou des liernes relient entre eux les poteaux, les poinçons et quelquefois les arbalétriers pour solidariser toutes les pièces du cintre.

La figure 113 représente une ferme de cintre pour un pont de 5 mètres d'ouverture.

Il est à remarquer que cette ferme est une simple modification de la précédente ainsi que le fait voir le tracé pointillé de la figure 112; on pourrait donc l'employer pour des voûtes de 1 à 3 mètres d'ouverture en l'aménageant à cet effet, et en diminuant l'équarrissage des bois.

De 8 à 15 mètres d'ouverture. — Pour de semblables dimensions, il faut raidir soigneusement les pièces qui sont exposées à de grandes flexions; pour cela on place un faux entrait parallèle à l'entrait, suivant la ligne qui divise l'arc de chaque demi-cintre en deux parties égales et l'on moise toutes les pièces entre elles.

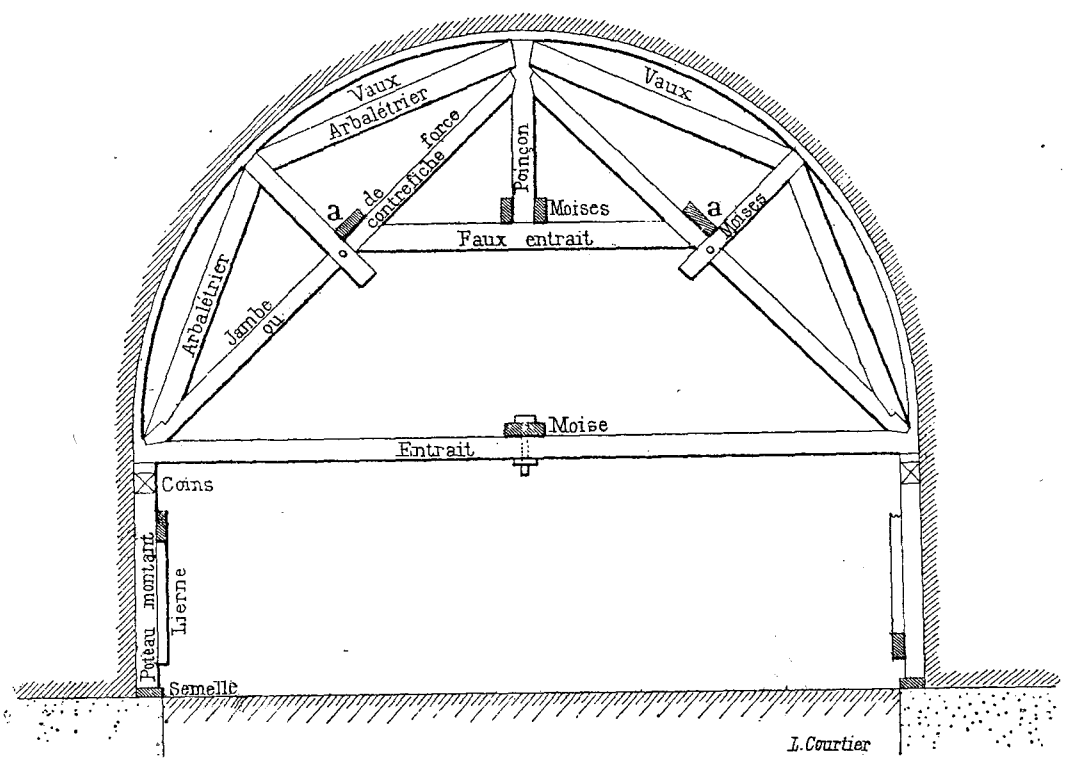


Fig. 114.

La figure 114 représente une ferme de cintre pour un pont de 8 mètres d'ouverture.

On voit que les dispositions de cette ferme dérivent de la précédente (fig. 113).

Nous dirons, en passant, que quelques ingénieurs, ont, par mesure d'économie ou par esprit de hardiesse, supprimé l'entrait

de cette ferme de cintre sans que l'expérience leur ait donné tort; mais, dans ce cas, il faut absolument raidir toutes les parties du cintre.

De 16 à 20 mètres et au delà. — Pour les cintres des voûtes dépassant 16 mètres d'ouverture nous pensons qu'il convient de chercher dans les ouvrages spéciaux sur la matière le type de ferme qui s'adapte le mieux au cas dans lequel on se trouve.

Assemblages des bois des cintres. — Il faut absolument que les assemblages des bois composant une ferme de cintre soient taillés avec précision et que les pénétrations de ces assemblages soient réduites à leur minimum pour ne pas trop affaiblir les pièces du cintre ; enfin il est prudent de fortifier les assemblages au moyen de plaques de tôle suffisamment épaisses, bien boulonnées entre elles et taillées de manière à laisser passer les tenons.

Le Cours de ponts de M. Croizette-Desnoyers donne les assemblages qui sont le plus fréquemment employés pour les fermes des cintres, et nous y renvoyons le lecteur.

2. — PONTS EN ARC DE CERCLE

Les voûtes en arc de cercle présentent, en général, plus de faci-

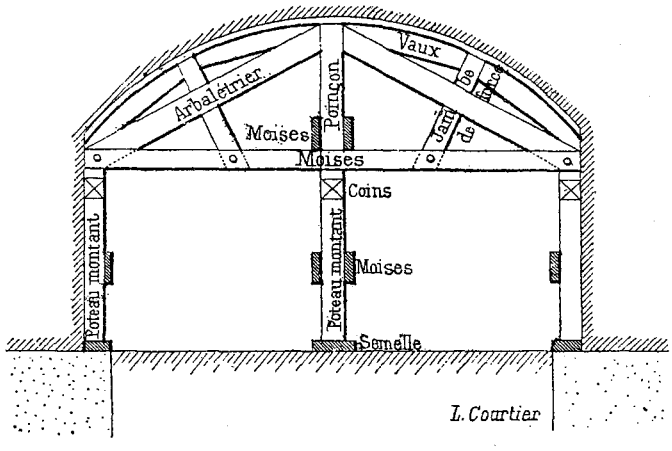


Fig. 115.

lité que les autres pour l'établissement des cintres, et l'on peut

utiliser pour la construction de ces voûtes les types précédemment indiqués, en les agençant d'une manière convenable.

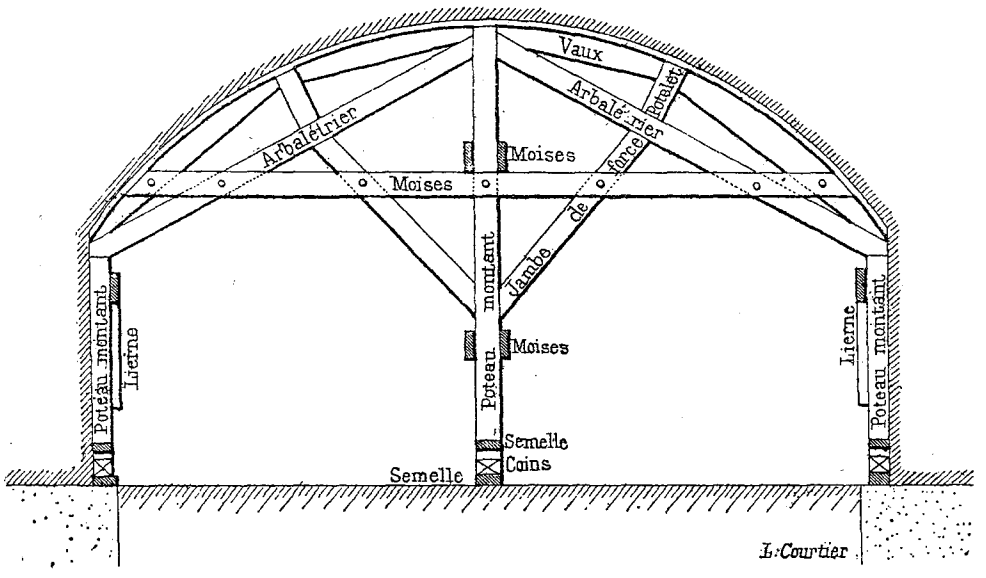


Fig. 116.

Les figures 115 et 116 représentent des modèles de fermes de cintre pour ponts en arcs de $5^m,00$ et $8^m,00$ d'ouverture.

3. — PONTS EN ELLIPSE ET EN ANSE DE PANIER

Il est facile d'approprier les fermes des cintres précédemment décrites aux voûtes elliptiques et en anse de panier, en leur faisant subir diverses modifications laissées à l'appréciation du constructeur.

Le type ci-contre (fig. 117) assez communément employé pour des ponts d'ouvertures moyennes, donne la ferme d'un cintre applicable à une anse de panier de 13 mètres d'ouverture.

Quand le mouvement des terres ou l'approche des matériaux exige que le passage sous les cintres reste libre, on arrête le moisage inférieur à $0^m,20$ environ des poteaux montants, vers l'axe de la voûte, au lieu de le continuer d'un seul jet entre les deux piédroits du pont.

Cette sujétion se rencontre presque toujours dans la construction des passages supérieurs aux chemins de fer.

Résumé des principes auxquels est soumise la composition des fermes des cintres. — D'après M. Croizette-Desnoyers, il faut :

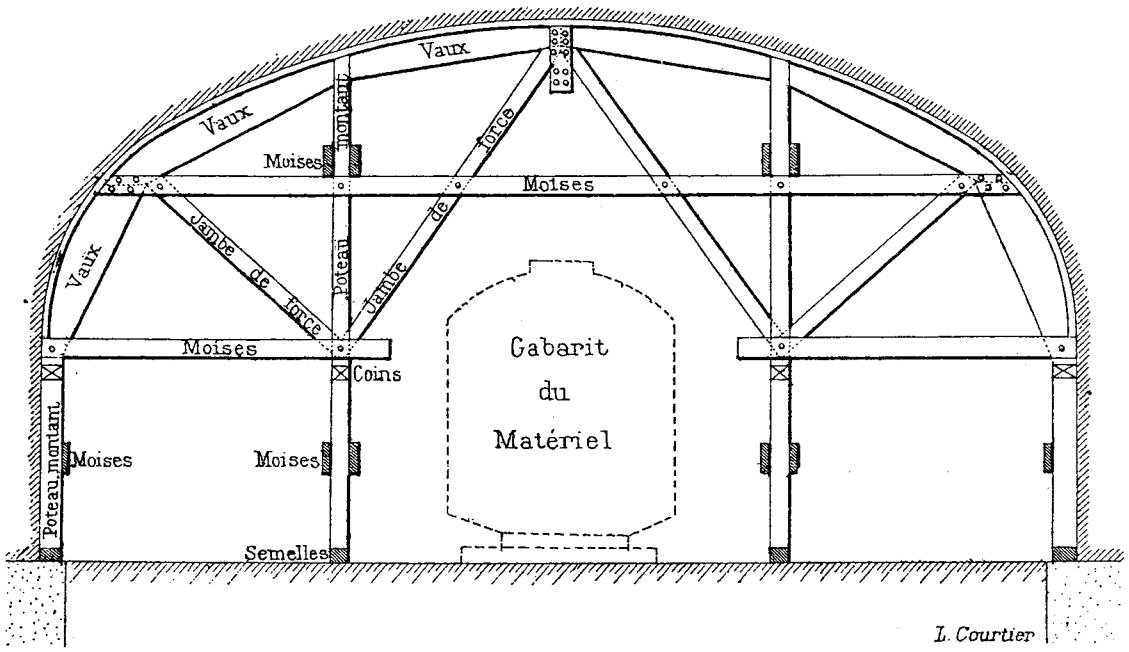


Fig. 117.

1° Disposer, si on le peut, les pièces suivant des triangles équilatéraux ;

2° Eviter l'emploi de fermes trop plates;

3° Empêcher, dans le plan de la ferme, la flexion des pièces comprimées ;

4° Prévenir les flexions des pièces dans le sens perpendiculaire aux fermes;

5° Relier les arbalétriers, à la hauteur des reins, par des moises horizontales;

6° Placer autant que possible les coins de décintrement au-dessus des eaux ordinaires pour les empêcher de gonfler.

On trouvera de nombreux types de cintres dans les Cours de ponts de MM. Croizette-Desnoyers, Morandière et Dupuit et aussi dans le Recueil de types d'ouvrages d'art publié en 1881, par le ministère de l'Intérieur, pour les besoins du service vicinal. Cette dernière publication est notamment digne d'attention pour les débutants.

Calcul de la pression d'une voûte sur son cintre. — Cette pres-

sion, qu'il est essentiel de connaître, se détermine d'une manière bien simple.

Soit ABCD, la section d'un voussoir, AD l'arc de l'intrados qui lui correspond, AB le joint par lequel il repose sur le voussoir inférieur, G le centre de gravité, P le poids du voussoir considéré, l'angle PGN que fait la normale GN avec la verticale.

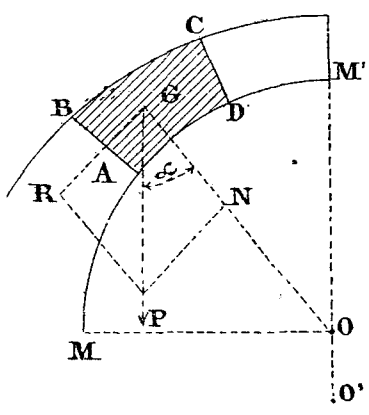


Fig. 118.

La force qui tend à faire descendre le voussoir suivant le plan incliné AB a pour expression (voir la théorie du plan incliné) :

$$P \cos \alpha - fP \sin \alpha.$$

en appelant f le coefficient du frottement qui a ici pour valeur 0,76. C'est cette force qui agit sur le cintre normalement à l'intrados, en supposant les directions G N et A B comme sensiblement parallèles ; on a donc pour exprimer cette force que nous désignerons par Q la formule suivante :

$$Q = P \cos \alpha - fP \sin \alpha.$$

On voit que cette force est nulle quand on a :

$$\text{Cos } \alpha - f \sin \alpha = 0, \text{ ou } tg\alpha = \frac{1}{f} = \frac{1}{0{,}76}.$$

Or, l'angle dont la tangente est 0,76 étant 37°, la valeur de α est sensiblement 53°. Ainsi, tant que la construction de la voûte n'atteint pas le point où la normale à l'intrados fait avec la verticale un angle de 53°, les voussoirs déjà posés n'exercent aucun effort normal sur le cintre. C'est donc surtout la partie du cintre supérieure à ce point qu'il importe de relier invariablement au point d'appui.

Exemple. — Soit un voussoir A B C D pesant 4 875 kilogrammes dont l'arc d'intrados est A D, G le centre de gravité, G N la normale à l'intrados ; on demande la pression de ce voussoir sur son cintre, sachant que l'angle PGN est égal à 47° 30′.

La formule tirée de la figure 118 (p. 286) :

$$Q = P \cos \alpha - f P \sin \alpha$$

devient en y remplaçant les lettres par leurs valeurs :

$$Q = 4\,875^k \times \cos 47°30' - 0{,}76 \times 4\,875^k \times \sin 47°30';$$

mais,

$$\text{Cos } 47°30' = 0{,}675590 \text{ et } \sin 47°30' = 0{,}737277;$$

par conséquent :

$$Q = 4\,875^k \times 0{,}675590 - 0{,}76 \times 4\,875^k \times 0{,}737277;$$

d'où enfin :

$$Q = 562^k.$$

On opère ainsi pour chaque voussoir partiel, on fait la somme des pressions obtenues pour une demi-voûte jusqu'au joint à 30°, on la double et l'on a la pression totale exercée sur le cintre pour la voûte entière. On en déduit ensuite la résistance des fermes composant le cintre en prenant la zone la plus chargée qu'une ferme ait à porter.

Il est encore une manière plus simple d'opérer : c'est de diviser la zone de voûte afférente à une ferme en une série de sections dont les centres de gravité soient à l'aplomb des poteaux montants ou des sommets de polygone en charpente ; on admettra que chaque section pèse de son poids total sur la verticale de son centre de gravité et l'on fera le calcul dans cette hypothèse qui prévoit une dislocation complète de la voûte en ces diverses sections. Ce petit calcul sera très utile pour déterminer notamment la force des poteaux montants et celle des pieux d'appui.

Règle de Perronet. — Dans son mémoire sur les cintres, Perronet observe que le plus grand effort auquel un cintre ait à résister correspond au cas où tous les voussoirs, excepté la clef, sont posés. La pose de la clef décharge virtuellement la charpente en permettant à la voûte de se soutenir sans appui étranger. Perronet admet qu'à partir des naissances jusqu'au joint à 30° les voussoirs n'exercent aucune poussée sur les couchis. Les autres voussoirs pèsent sur le cintre, mais non pas de tout leur poids, ainsi que nous venons de le démontrer. D'après Couplet, la fraction de

ce poids qui pèse sur les couchis, dans une voûte en plein cintre, est environ les 2/3 du poids total.

Perronet propose, en conséquence, de calculer la charge d'un cintre dans les voûtes demi-circulaires, en prenant les 2/3 du poids de l'arc central de voûte dont l'angle au centre est de 120°, ce qui revient à prendre environ les 4/9 du poids total de la voûte.

Voûtes biaises. — Nous dirons, en passant, que dans les voûtes biaises la méthode la plus rationnelle de cintrer consiste à placer les fermes parallèlement à la section droite de la voûte, sauf les fermes extrêmes qui sont dans le plan des arcs de têtes. Si le biais est considérable, on comble l'intervalle entre chaque ferme oblique et la ferme droite la plus voisine par des portions de fermes droites solidement reliées entre elles et aux fermes entières, oblique et droite, dont il est question.

De ce qui précède, il résulte que la pression d'une voûte sur son cintre dans un ouvrage oblique se calcule également suivant la section droite et que les forces des bois composant chaque ferme doivent pouvoir résister convenablement à cette pression.

Cependant beaucoup de constructeurs, s'appuyant sur la comparaison d'une voûte biaise et d'une voûte droite ayant des têtes identiques, prétendent qu'il est préférable de poser les cintres suivant des plans parallèles aux têtes et, par suite, d'en calculer les dimensions comme dans une voûte droite qui aurait pour profil transversal l'élévation de la tête de la voûte biaise. Il est difficile de dire quelle est la meilleure de ces deux opinions.

Formule empirique pour calculer l'équarrissage des bois composant une ferme de cintres fixes pour des ouvertures de 1 à 10 mètres. — Après de nombreuses recherches, les constructeurs ont trouvé que l'équarrissage des poinçons, poteaux, potelets et entraits composant une ferme de cintres fixes, pour la zone de voûte la plus pesante que cette ferme ait à porter, pouvait être calculé pour les arches en plein-cintre de 1 à 10 mètres d'ouverture, par la formule empirique suivante :

$$x = 0^{m},10 + 0,015\ D,$$

x étant l'équarrissage cherché, et D le diamètre de l'arche.

Les dimensions fournies par cette formule peuvent être diminuées de 1/10, lorsque les voûtes sont en briques ou en pierre de taille légère; on peut les employer sans danger pour des arches surbaissées.

Quand les voûtes ont plus de 10 mètres d'ouverture, cette formule donne des dimensions trop fortes; on a recours alors aux résultats de la pratique que l'on trouve dans les ouvrages cités plus haut.

Les fermes sont ordinairement espacées d'axe en axe de 1 mètre au moins et de $1^{m},50$ au plus.

Calcul de l'équarrissage des bois composant une ferme de cintres retroussés. — Le calcul des cintres retroussés est très simple; ces cintres reçoivent, en chaque point de l'intrados, la pression normale exercée par les voussoirs; d'après la théorie de Navier, ils sont donc soumis aux mêmes efforts que la voûte elle-même; leur poussée horizontale à la clef est égale à celle de la voûte, quantité connue. La somme des sections verticales des pièces qui composent le cintre à la clef doit être assez grande pour résister à la poussée à la clef Q; c'est-à-dire que, si le bois ne doit pas travailler à plus de 25 kilogrammes par centimètre carré, on aura pour la somme S des sections transversales exprimées en centimètres carrés la relation suivante :

$$S = \frac{Q}{25}$$

Couchis. — Une fois qu'on a réglé l'espacement des fermes, on pose les couchis ou pièces horizontales qui rendent la surface de la douelle continue dans le sens longitudinal. Les couchis ne sont pas jointifs, en général, et si la voûte est composée de pierres de taille, ils suffisent pour la construire, parce que les intervalles sont plus petits que l'épaisseur d'un voussoir. Dans ce cas, la surface des couchis n'affecte pas exactement la courbure de la douelle et l'on ne peut faire coïncider les surfaces des voussoirs et de l'intrados qu'à l'aide de petites cales en bois placées sur les couchis.

Aujourd'hui que la perfection des mortiers a permis d'employer

dans les voûtes de petits matériaux, on est dans l'usage de clouer sur les couchis des planches flexibles formant exactement la surface de l'intrados ; cela facilite beaucoup la pose et a, en outre, l'avantage de permettre d'espacer inégalement les couchis suivant l'effort qu'ils ont à supporter ; ainsi, on les écarte vers les naissances de la voûte et on les rapproche au sommet.

Calcul de l'épaisseur des couchis. — On pourrait calculer les dimensions des couchis en considérant chacun d'eux comme une poutre reposant sur deux appuis et supportant sur chaque unité de longueur une charge connue ; mais, généralement, on se contente de la formule empirique suivante pour déterminer leur épaisseur :

$$h = \frac{d\sqrt{e}}{18}$$

dans laquelle :

h représente l'épaisseur cherchée ;
d l'espacement des fermes, d'axe en axe ;
e l'épaisseur de la voûte à la clef.

Quant à la largeur des couchis, on l'approprie à la courbure en douelle du pont considéré.

Dans la pratique, tout en satisfaisant aux résultats du calcul, on choisit, autant que possible, pour les couchis des bois de dimensions marchandes, car ils ne sont que des bois à loyer qu'il importe de pouvoir replacer dans le commerce, après usage fait.

Nous indiquons ci-dessous les dimensions des madriers en sapin rouge du Nord, le plus habituellement employés pour composer les couchis des voûtes d'ouvertures ordinaires, ainsi que celles des menus bois usuels que l'on peut en retirer :

1° Les madriers de $\frac{0^m08}{0^m23}$;

remployés tels quels, ils donnent du solivage pour les planchers ;

refendus
- en deux sur plat, ils produisent des chevrons vulgairement appelés des. . . . . $\frac{8}{11}$;
- en trois
  - sur plat, ils produisent des chevrons vulgairement appelés des. . $\frac{8}{8}$;
  - sur champ, ils produisent de la planche ordinaire de . . . . $\frac{2,5}{23}$;
- en quatre, sur champ, ils produisent de la planche de . . . . . $\frac{2}{23}$;

2° Les madriers de $\frac{0^m065}{0^m18}$;

sans être refendus, ils donnent également du solivage pour les planchers ;

refendus
- en deux, sur plat, ils fournissent des chevrons que le commerce appelle des . . . . . $\frac{7}{9}$;
- en trois, sur champ, ils fournissent de la planche de . . . . . $\frac{2}{18}$;

3° Les madriers de $\frac{0^m065}{0^m17}$;

ils s'emploient aussi comme solivage pour les planchers ;

refendus
- en deux, sur plat, ils donnent des chevrons désignés sous le nom de . . . . . $\frac{7}{8}$;
- en trois, sur champ, ils donnent de la planche de . . . . . $\frac{2}{17}$;

4° Les madriers de $\frac{0^m065}{0^m15}$;

ils sont remployés tels quels, car ils ne se refendent pas ; ils composent le solivage des planchers dans les constructions légères ;

5° enfin, les lattes de $\frac{0^m03}{0^m03}$ et de $\frac{0^m03}{0^m04}$;

elles forment les couchis des petits ouvrages et, après usage fait, elles s'emploient comme lattes de pannes dans les bâtiments.

Pour les ponts de moyenne et de grande ouverture, il devient, parfois, nécessaire de faire débiter des couchis spéciaux : mais alors, le prix de ces couchis est généralement fort élevé, à cause des pertes et des sujétions qu'impose leur équarrissage exceptionnel ; et, plus tard, il faut encore subir les déchets et la main-d'œuvre de sciage que nécessite leur réduction à des dimensions marchandes pour pouvoir s'en défaire assez facilement.

Observation. — En résumé, nous ne croyons pas, avec les constructeurs les plus habiles, qu'il soit possible de soumettre au calcul l'équarrissage des pièces de bois qui entrent dans la composition des cintres. Les tentatives que l'on a faites pour appliquer les formules de la résistance des matériaux aux assemblages de charpente tels que les ponts de bois, reposent, selon nous, sur des considérations inexactes et pourraient conduire à des résultats très mauvais en exécution. Les théoriciens perdent de vue que la base même du calcul leur manque complètement et que l'ignorance où ils sont de toutes les circonstances de la construction rend le problème nécessairement indéterminé.

Nous ne voulons pas dire que la théorie soit tout à fait inutile dans la question, notamment pour les cintres retroussés ; mais le constructeur doit se tenir tellement en garde contre les résultats du calcul qu'il est obligé de recourir à la pratique pour arrêter les dimensions définitives des différentes pièces du cintre.

C'est donc à la pratique à peu près seule qu'il faut s'en tenir dans les questions de cette nature ; le mieux est d'adopter un type ayant réussi lorsqu'on se trouve dans un cas usuel. Tous les ouvrages traitant des ponts en maçonnerie donnent des types nombreux et variés de cintres fixes ou retroussés ; nous y renvoyons le lecteur.

Une longue expérience a sanctionné les dimensions indiquées dans le tableau ci-contre pour les différentes pièces qui composent les types usuels de cintres fixes employés dans les arches en plein cintre de 1 à 15 mètres d'ouverture, en supposant que les fermes soient espacées de $1^{m},50$ au plus.

DIMENSIONS USUELLES DES BOIS DES CINTRES

DÉSIGNATION des PIÈCES	Equarrissage en centimètres des différentes pièces qui composent les cintres des ponts en plein-cintre dont l'ouverture est de :											
	1m	2m	3m	4m	5m	6m	7m	8m	9m	10m	12m	15m
Poinçons, poteaux et potelets	11/11	13/13	14/14	16/16	17/17	19/19	20/20	22/22	23/23	25/25	26/26	28/28
Entraits et faux-entraits	11/11	13/13	14/14	16/16	17/17	19/19	20/20	22/22	23/23	25/25	26/25	28/28
Jambes de force et arbalétriers	11/11	13/13	14/14	15/15	15/15	16/16	17/17	18/18	19/19	20/20	21/21	23/23
Moises	11/8	11/8	16/8	16/8	16/8	18/9	20/10	22/11	23/11	24/12	25/12	25/12
Vaux	23/8	23/8	23/8	20/10	22/11	24/12	25/12	26/13	28/14	28/14	28/14	30/15
Couchis	3/3	3/4	9/7	9/7	11/8	11/8	15/8	15/10	15/10	15/12	15/13	15 à 20 / 15
Semelles	15/7	15/7	15/7	18/7	18/7	23/8	23/8	23/8	23/8	25/8	26/10	28/12

Les équarrissages des principales pièces des cintres portées à ce même tableau peuvent être diminuées de 1/10 lorsque les voûtes seront en briques ou en pierre de taille légère ; on peut les adopter sans danger pour des voûtes surbaissées.

Les moises, couchis et semelles conserveront généralement les dimensions mentionnées plus haut.

Décintrement. — Le temps pendant lequel on laisse les voûtes sur cintres, le mode employé pour décintrer, jouent un grand rôle dans la liaison des mortiers, dans les mouvements qui se produisent lors du décintrement et, par suite, dans l'augmentation de prise des mortiers qui doit se continuer ultérieurement.

Il y a deux manières de procéder bien distinctes admises par les Ingénieurs :

La première consiste à décintrer avant que les mortiers soient complètement pris et fait varier le temps que l'on doit laisser les voûtes sur cintres après leur achèvement, entre 8 et 20 jours, suivant l'ouverture des voûtes et le degré d'hydraulicité des mortiers employés ;

La deuxième consiste à laisser les voûtes sur cintres tout le temps nécessaire pour que les mortiers aient le temps de faire

complètement prise avant le décintrement ; ce qui conduit à laisser les cintres sous voûtes de 2 à 4 mois.

Le premier mode, qui est le plus généralement adopté, semble offrir de meilleures conditions pour la solidité ; car les mouvements qui se produisent dans les voûtes, lors du décintrement, ayant lieu avant que les mortiers soient devenus solides, ceux-ci ne se brisent pas, ils sont comprimés ; les matériaux prennent leur assiette définitive et l'action chimique de la prise des mortiers, non terminée alors, se continue en donnant l'espoir, les mortiers étant bons, d'atteindre le but que l'on se propose : former une maçonnerie d'un seul bloc.

Ce mode donnant plus de tassement que le second, il faut en tenir compte dans la confection des maçonneries qui doivent être faites à joints serrés et avec beaucoup de soin.

Dans le second mode, le décintrement donne peu et même quelquefois pas de tassement, mais un mouvement peut avoir lieu après le décintrement, parce que si les mortiers ont pu résister à l'action de la poussée due à la voûte seule, il se peut qu'ils ne résistent pas, d'une manière absolue, aux nouvelles conditions d'équilibre qui résulteront du service auquel les voûtes seront affectées, attendu que les matériaux n'ont pas pris par eux-mêmes une position due à une action de mouvement.

Si donc, par suite de ces considérations, il y a mouvement dans la voûte, soit au moment du décintrement, soit ultérieurement, les mortiers ayant fait prise sont désagrégés ; l'affinité n'ayant plus lieu entre leurs molécules, tous les points sur lesquels il y aura eu des mouvements seront autant de brisures qui resteront toujours dans le corps de la voûte.

En outre, ce mode de décintrement devient très dispendieux pour les grands ouvrages où il empêche le remploi des cintres ; il est dangereux pour les ponts à jeter sur les grandes rivières, parce qu'il obstrue le débouché pendant les crues et expose à faire emporter le pont lors des débâcles.

ABORDS DES PONTS

La construction des ponts nécessite, presque toujours, l'exécution de divers travaux accessoires, destinés à raccorder convenablement les ouvrages avec les berges des rivières ou avec les voies de communication auxquelles ils livrent passage.

Il peut arriver qu'un pont soit construit à la hauteur même des berges d'un cours d'eau, ou bien qu'il soit établi à un niveau plus élevé que le sol naturel ; dans ce dernier cas, la route ou le chemin sont exhaussés au moyen de remblais plus ou moins importants.

D'un autre côté, les ponts sont généralement plus étroits que les chemins avec lesquels ils se raccordent ; en outre, ils peuvent avoir entre culées une largeur moindre que celle des rivières au point où ils sont implantés. Cette disposition dépend évidemment d'une question de débouché qu'il importe de trancher avec soin, afin d'éviter tout mécompte.

Quant à la largeur entre parapets d'un pont, elle résulte de la destination de l'ouvrage et de l'intensité de la circulation, et aussi, dans une certaine mesure, de sa longueur totale ; ainsi l'on peut sans grand inconvénient et par raison d'économie, réduire à une voie charretière un pont de faible importance ou peu fréquenté :

Dans les ponts-routes, on borde la chaussée de deux trottoirs latéraux destinés à protéger les piétons et les parapets eux-mêmes contre les chocs des voitures.

La largeur minima d'une voie charretière varie de $2^m,30$ à $2^m,50$; cependant pour les contrées où les rouleaux de l'agriculture ont de $2^m,50$ à $2^m,70$ de longueur, il faut porter la voie charretière à $3^m,00$ entre trottoirs pour assurer la libre circulation de ces engins ; une double voie charretière mesure, au moins, $4^m,50$ entre trottoirs et ces derniers n'ont jamais une largeur inférieure à $0^m,75$ chacun, pour assurer la sécurité complète des voyageurs.

D'après ces données, les largeurs minima des ponts se règlent, comme il suit, entre parements intérieurs des parapets :

1° voie charretière unique $\begin{cases} 2^m,30 + 1^m,50 = 3^m,80 \\ 3^m,00 + 1^m,50 = 4^m,50 \end{cases}$

2°——d°——double : $4^m,50 + 1^m,50 = 6^m,00$

A ces largeurs, il faut ajouter les épaisseurs des parapets qui sont ordinairement de $0^m,35$ pour chaque côté ; les dimensions hors-œuvre deviennent donc :

1° pour les ponts à voie unique $\begin{cases} 3^m,80 + 0^m,70 = 4^m,50 \\ 4^m,50 + 0^m,70 = 5^m,20 \end{cases}$

2° pour les ponts à double voie : $6^m,00 + 0^m,70 = 6^m,70$

Les raccordements des ponts avec les berges des cours d'eau ou la plate-forme des voies de communication présentent des variétés de formes nombreuses ; mais nous pensons que les dispositions les plus ordinaires de la pratique peuvent se réduire aux sept types figurés ci-après :

1° *Murs en retour.* — Quand les ponts sont moins larges que les

TYPE N° 1

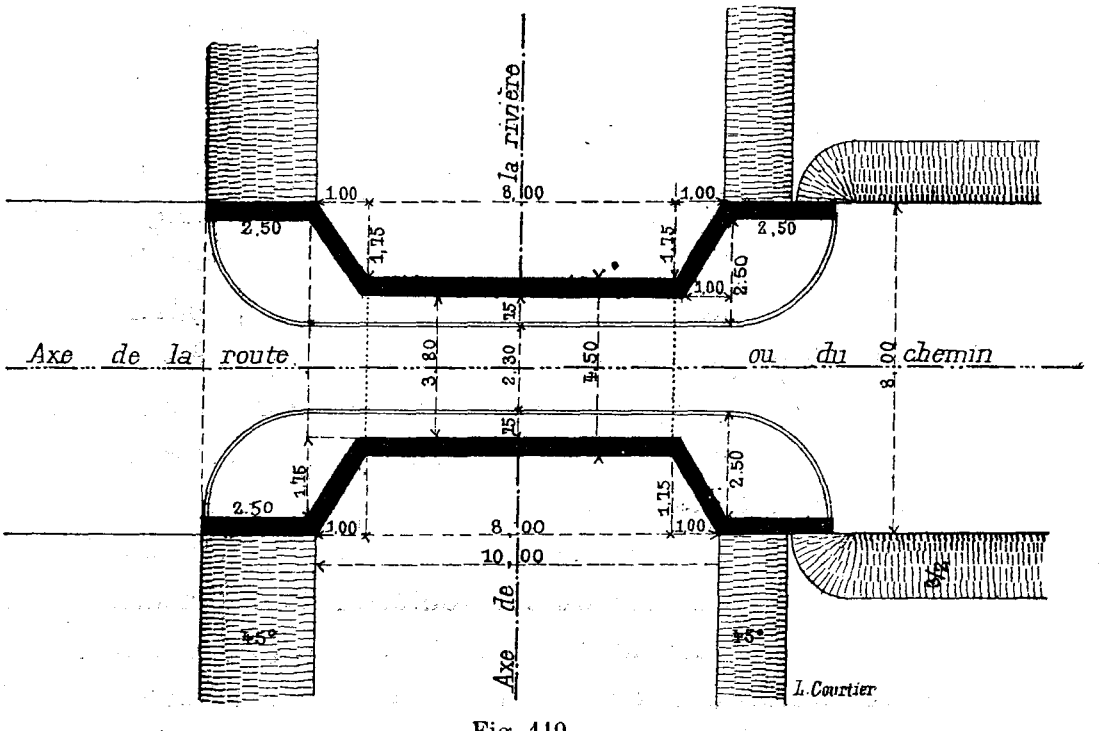


Fig. 119.

rivières, les culées forment saillie sur le plafond des cours d'eau et se raccordent avec les murs en retour au moyen de pans coupés (fig. 119) dont l'évasement, en chiffres ronds, varie généralement

entre 30 et 45° ; mais cet évasement peut atteindre l'inclinaison de 3/2 sur l'horizontale, suivant les circonstances ;
ou bien les raccordements sont curvilignes et convexes, comme

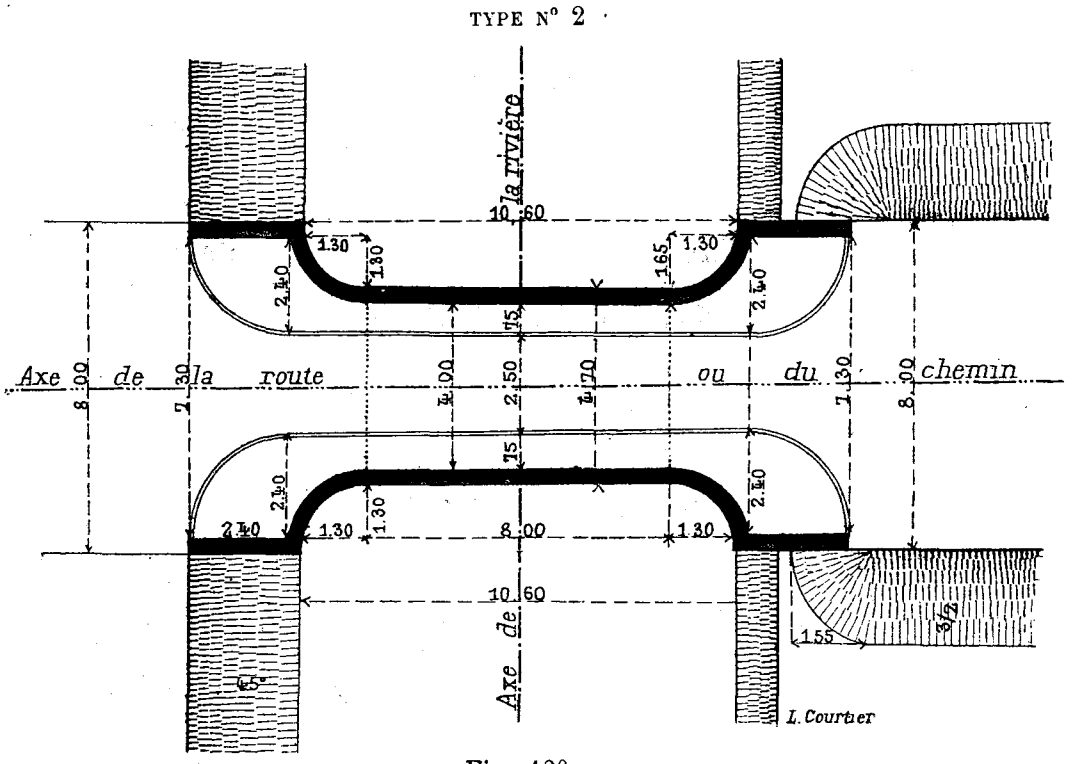


Fig. 120.

dans la figure 120, ou concaves (fig. 121).

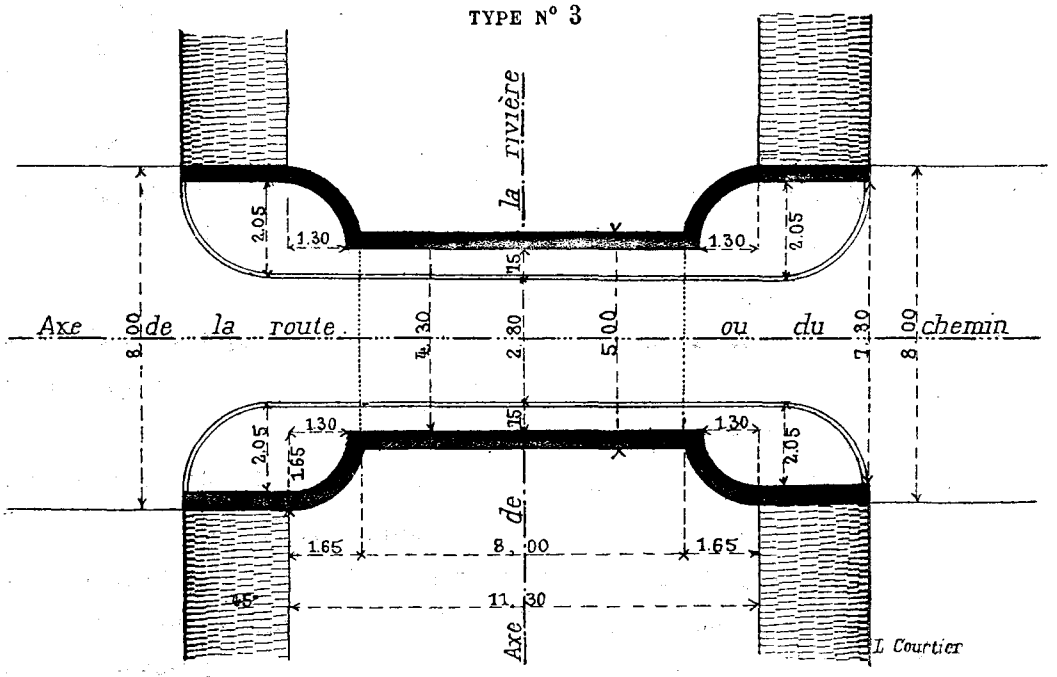


Fig. 121.

Les raccordements concaves ne valent pas ceux qui sont convexes parce que les remblais qui soutiennent l'empierrement et les trottoirs poussent au vide, c'est-à-dire de l'intrados à l'extrados, les matériaux composant les parties circulaires des maçonneries.

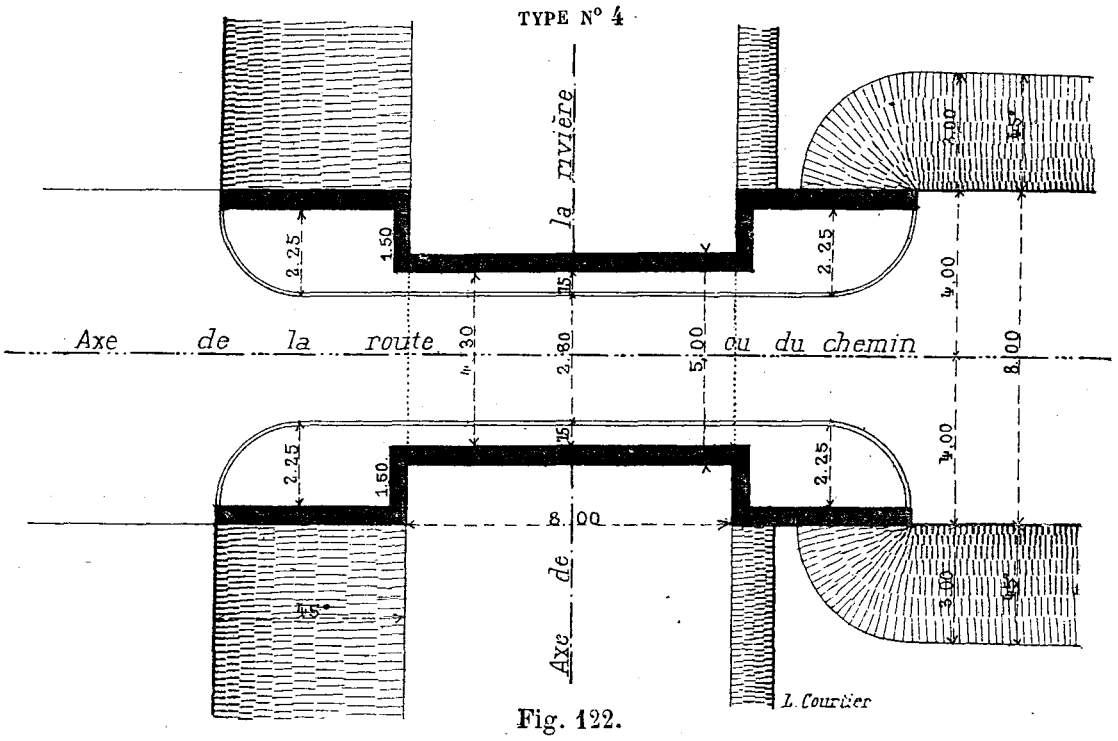


Fig. 122.

La figure 122 donne un mode d'épanouissement des culées, à angle droit, qui n'est pas à dédaigner comme aspect ; ce type convient indistinctement aux ouvrages aussi larges, ou de dimensions moindres que les rivières.

Mais les dispositions qui précèdent ont le grave inconvénient d'offrir aux passants des abris qui deviennent dangereux pour la salubrité publique ; pour ce motif, on leur substitue fréquemment le type ci-contre (fig. 123) de forme convexe.

Comme celui de la figure 122 ce type s'adapte indifféremment aux ponts d'une largeur égale à celle des rivières ou plus petite que celle des cours d'eau.

Les types n^{os} 1, 2, 4 et 5 prévoient le cas de berges assez hautes pour débiter les plus grandes crues connues et celui de remblais complétant les levées insubmersibles accédant aux ponts.

Le type n° 3 représente les dispositions symétriques que l'on doit adopter pour le cas où le niveau naturel des berges est le

même sur chaque rive et permet, en même temps, d'avoir une hau-

TYPE N° 5

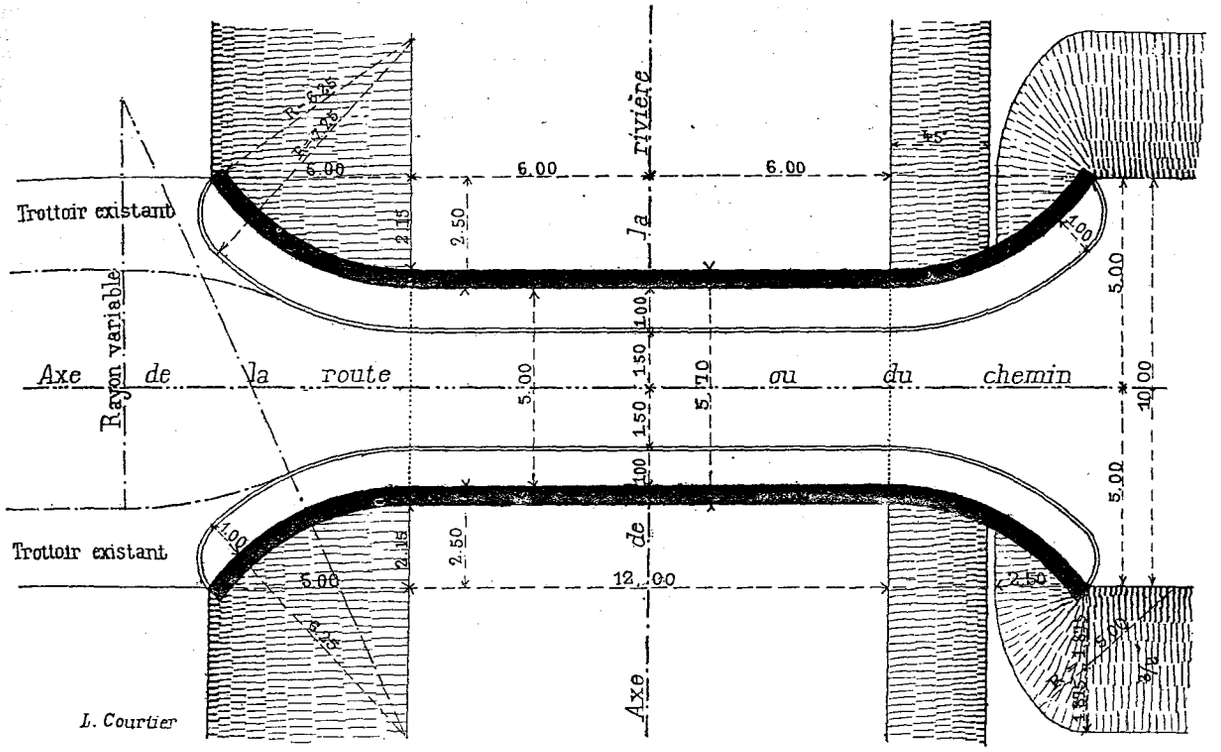


Fig. 123.

teur sous clef assurant le libre écoulement des crues extraordinaires.

2° *Murs en ailes droits.* — Les raccordements des ponts avec les

TYPE N° 6

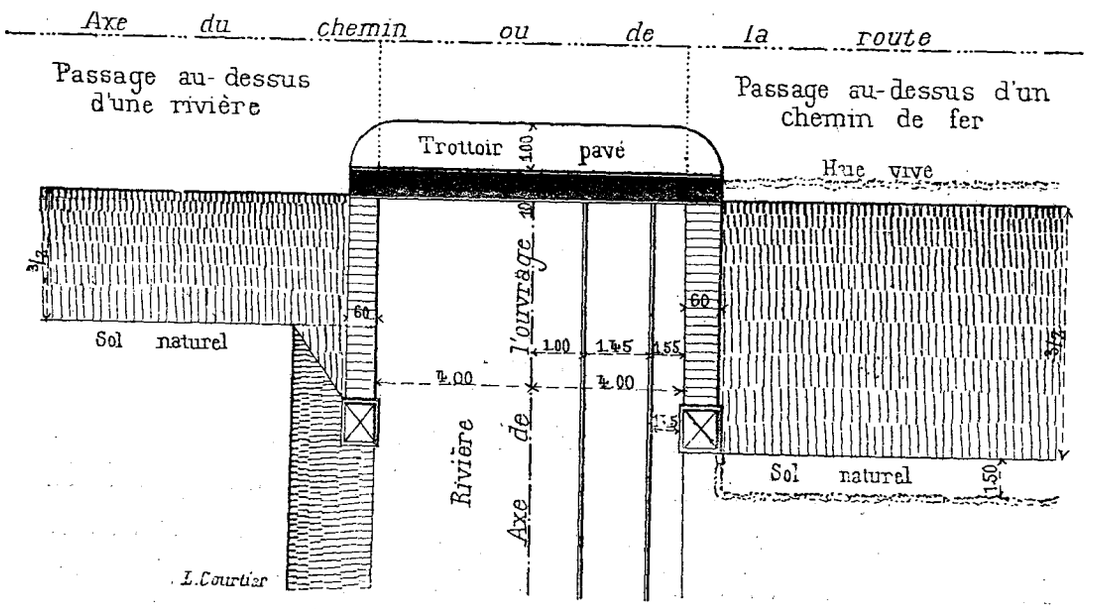


Fig. 124.

terres peuvent encore se faire au moyen de murs en ailes droits, c'est-à-dire situés dans le prolongement des culées (fig. 124) descendant jusque dans le fond du lit du cours d'eau, ou terminés par des dés; enfin on peut encore établir des murs en retour parallèles aux têtes au point d'intersection des remblais avec les berges.

3° *Murs en ailes avec fruit.* — On fait également usage de murs en ailes symétriquement évasés par rapport à l'axe de l'ouvrage (fig. 125).

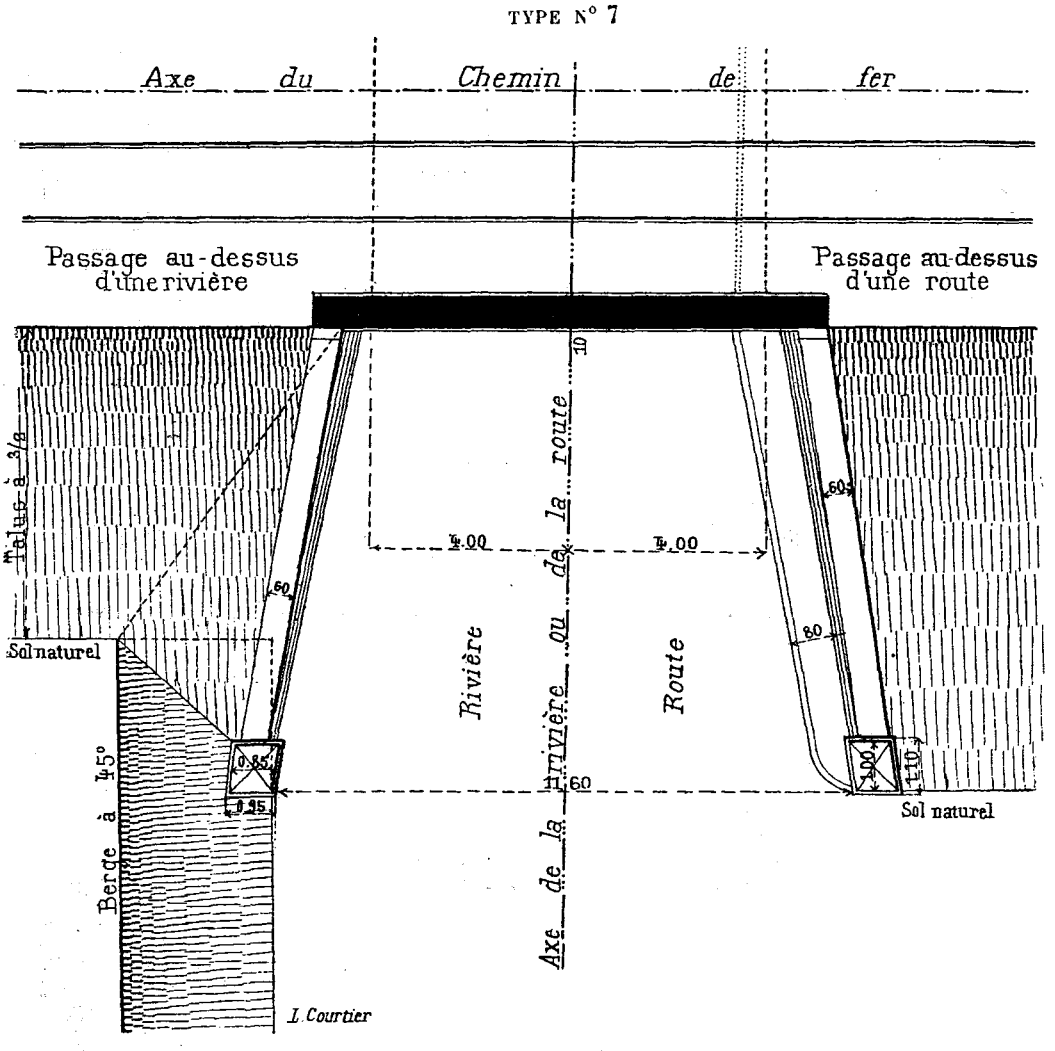


Fig. 125.

L'évasement de ces murs varie de 22 à 45° environ et leur parement vu prend une inclinaison approximative du 1/10 de la hauteur des maçonneries, tout en dégageant le bandeau de la voûte.

Parfois, on détermine l'évasement et la longueur des murs en ailes en cherchant les points de rencontre du pied du talus de la

route avec l'arête de la berge du cours d'eau ; il est rare que cette manière d'opérer donne quelque chose d'agréable à l'œil.

Observation. — Les murs en aile, en apparence, économiques, protègent mal les ponts établis sur les rivières contre les affouillements produits par les eaux d'inondation, à moins que l'on ne perreye les talus et les berges dans le voisinage des têtes, mais alors les travaux accessoires deviennent aussi coûteux que les murs en retour sans en avoir les avantages ; c'est pour cette raison que les murs en ailes ne sont guère employés qu'à la rencontre de deux voies de terre.

D'un autre côté, avec le système des murs en ailes, les ouvrages ont presque toujours la même largeur que la plate-forme de la voie qui les franchit et cette sujétion occasionne de grandes dépenses.

Etude de la disposition en plan des ouvrages d'art. — Quand une fois la question de débouché est tranchée, le constructeur doit s'ingénier à faire un ouvrage offrant, en tous sens, des accès faciles aux voitures.

A cet effet, il trace en plan les directions probables suivant lesquelles les véhicules entreront sur le pont ou en sortiront, il dispose ensuite les maçonneries de l'ouvrage de manière à concilier, tout à la fois, les conditions de bon aspect et de commodité.

Le pontceau dont nous donnons ci-contre (fig. 126) les dispositions en plan, et qui se trouve dans une rampe de $0^{m},016$ par mètre a été construit par nous et il a donné toute satisfaction au public.

Dans une autre circonstance, nous avons eu à élargir un pontceau qui se présentait dans des conditions dangereuses et presque impraticables pour les transports de bois en grume et nous avons adopté les dispositions figurées ci-contre (pl. X, fig. 127) en faisant une espèce de carrefour au passage de la rivière, pour dégager la circulation agricole et industrielle de la région.

Enfin, nous ne terminerons pas cet exposé, sans parler d'un cas tout à fait particulier qui nous a conduit à projeter un pontceau vicinal affectant des dispositions peu communes mais éminemment

favorables au développement des attelages de la contrée qu'il dessert et au défruitement des terres (pl. XI, fig. 128).

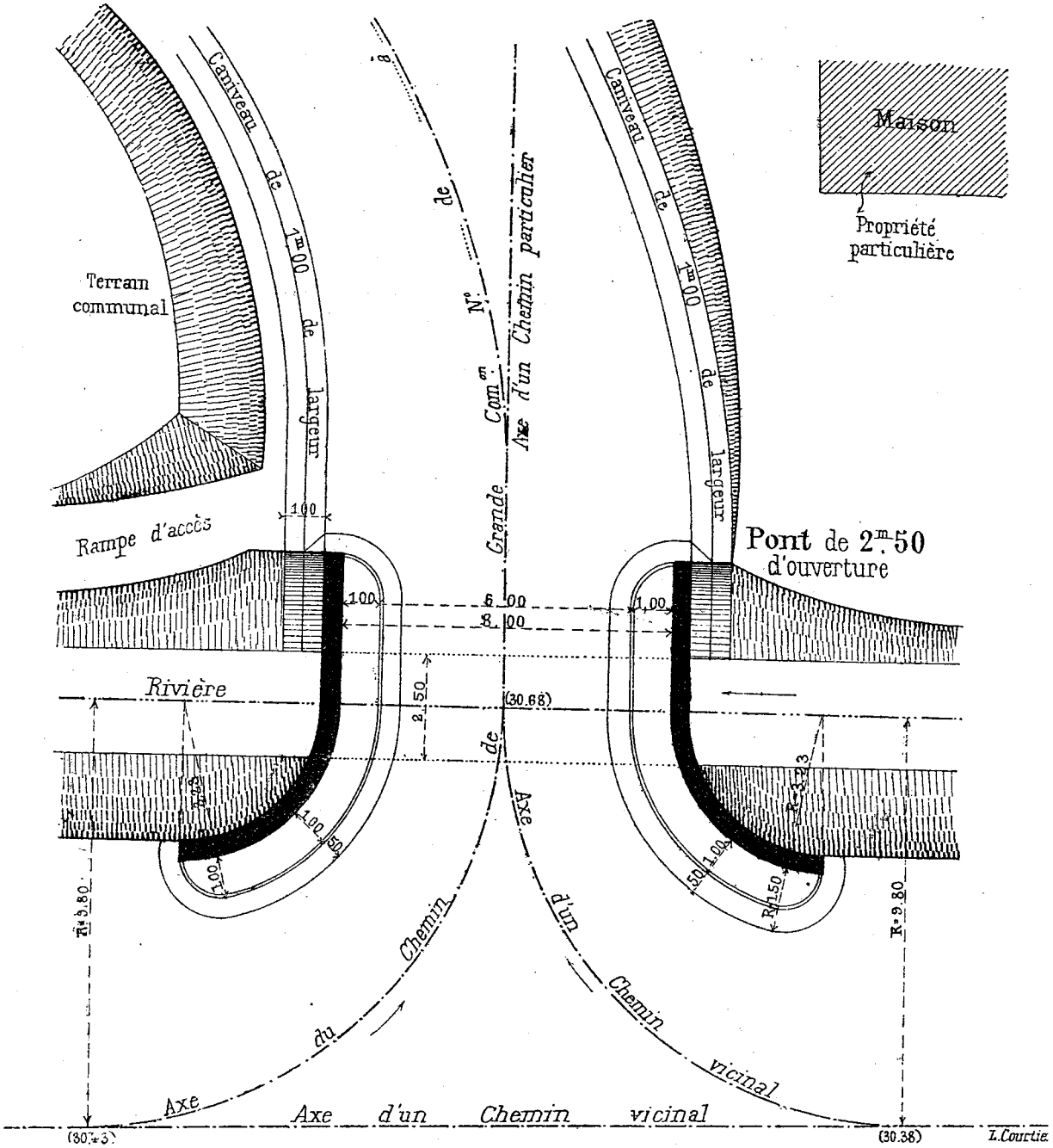
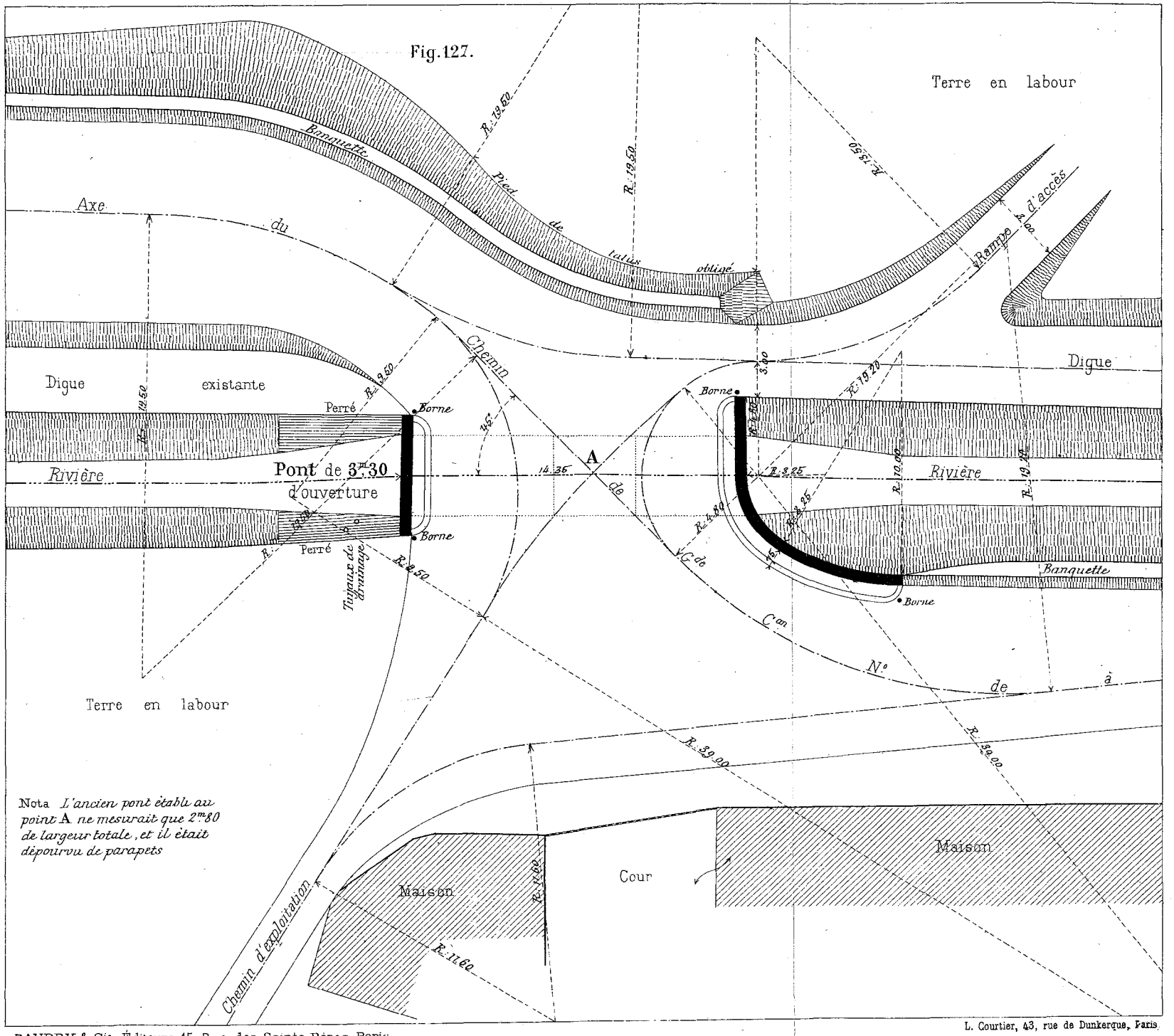


Fig. 126.

Tous ceux qui ont vu cet ouvrage en ont d'autant mieux apprécié les avantages qu'il remplaçait un vieux pont étroit, mal placé, dépourvu de parapets et, par suite, dangereux pour les voitures et les piétons.

Résumé. — En résumé, la forme en plan des ponts est com-

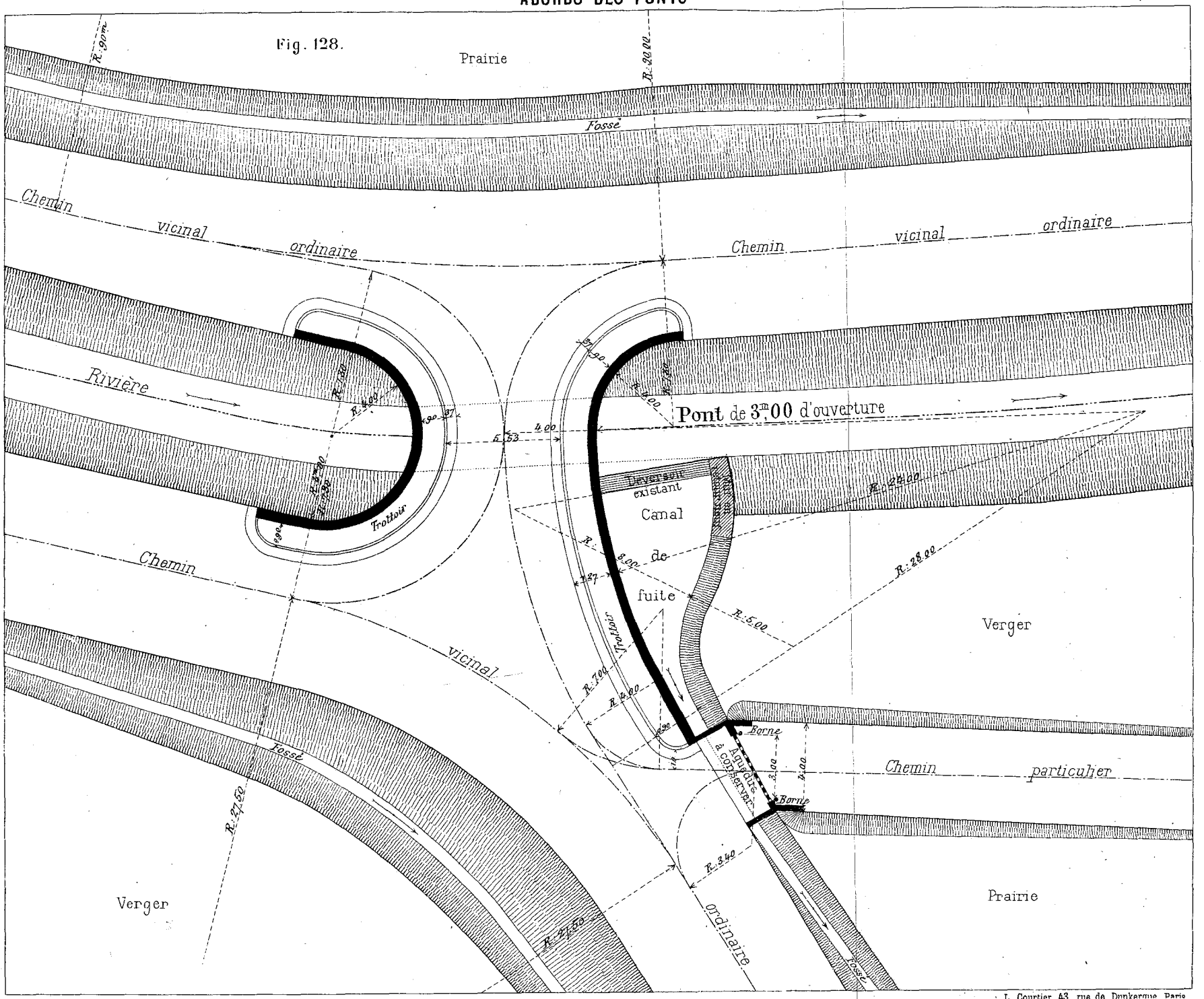
Fig. 127.



BAUDRY & Cie. Éditeurs 15. Rue des Saints-Pères. Paris

L. Courtier, 43, rue de Dunkerque, Paris.

Fig. 128.



BAUDRY & Cie, Editeurs 15. Rue des Saints-Pères. Paris.
L. Courtier. 43. rue de Dunkerque. Paris

mandée par les besoins de la circulation et il importe de bien se pénétrer de ce principe essentiel, afin de ne livrer aux populations que des ouvrages d'un accès facile et commode : tout est là.

D'un autre côté, lorsqu'on se trouve dans les cas spéciaux des figures 127 et 128, il faut, pour satisfaire l'œil, que les maçonneries des ponts soient établies horizontalement.

Alors, on assure l'égouttement de la chaussée, en donnant aux caniveaux pavés de légères déclivités entre l'axe de l'ouvrage et les extrémités des parapets ; ce petit artifice, que nous avons souvent employé, passe inaperçu, bien que la plate-forme des trottoirs reste de niveau contre la plinthe.

Si l'on admet, par exemple, que la saillie normale des bordures de trottoirs sur le fond des caniveaux soit de $0^m,12$, on la réduit à 0^m, 08 sur l'axe des ponts et l'on forme ainsi deux pentes, en sens inverse, qui amènent les eaux vers les extrémités des parapets et de là dans la rivière.

Quand les maçonneries en élévation présentent un assez grand développement, la saillie des bordures de trottoirs sur le fond des caniveaux peut être portée de $0^m,12$ à $0^m,20$ contre les extrémités des parapets pour faciliter l'écoulement des eaux ; mais nous pensons qu'il convient de ne pas aller au delà, sous peine de nuire au bon aspect des ouvrages et de rendre dangereux et impraticable l'accès aux trottoirs. Une saillie de $0^m,16$ est une bonne limite que nous recommandons aux constructeurs pour les ponts de petite ouverture établis en palier.

PROPORTIONS ET DISPOSITIONS ARCHITECTURALES

DES DIVERSES PARTIES DES PONTS ET VIADUCS

L'architecture des ponts exclut, en général, tout ornement ; elle tient compte seulement, dans les travaux de grande importance du style des lieux environnants ; ce que l'on doit, en effet, rechercher avant tout, c'est la solidité des ouvrages, la régularité et l'élégance des masses qui les composent et non la richesse des détails.

Bandeaux des têtes. — Il est convenable de leur donner plus d'épaisseur aux naissances qu'à la clef. Cette disposition, plus rationnelle que le bandeau uniforme, donne aussi à l'ouvrage un certain cachet de solidité ; ce genre de bandeau est appelé *bandeau renforcé.*

L'épaisseur du bandeau au niveau des naissances étant désignée par B, on fera :

$$B = C + \frac{O}{60} \text{ pour les ouvertures moyennes,}$$

et :

$$B = C + \frac{O}{80} \text{ pour les grandes ouvertures,}$$

C étant l'épaisseur du bandeau à la clef,
O l'ouverture de la voûte.

Pour des ouvertures ne dépassant pas 4 mètres, on se contentera de bandeaux parallèles, parce que le renflement du bandeau est peu apparent et que cette disposition est une sujétion qu'il ne nous semble pas nécessaire d'introduire dans les petits ouvrages.

Dans les ponts de 1 à 4 mètres d'ouverture, l'épaisseur du bandeau à la clef sera la même que celle du corps de la voûte ; dans les ouvrages de 5 à 10 mètres d'ouverture, cette épaisseur aura de $0^m,10$ à $0^m,15$ environ de moins que le corps de la voûte ; dans les autres ponts, 20 à 30 mètres d'ouverture, l'épaisseur du bandeau à la clef sera réduite de $0^m,10$ à $0^m,20$ et $0^m,30$, suivant la dureté des matériaux et le sentiment du constructeur ; cette réduction, tout en donnant aux ouvrages un plus grand aspect de hardiesse, n'est point préjudiciable à leur solidité.

Il est, d'ailleurs, difficile d'établir des règles bien précises dans une matière où le goût personnel de l'ingénieur et de l'architecte joue le plus grand rôle.

Tracé de la courbe extérieure du bandeau renforcé. — Dans les ponts en plein-cintre et en arc de cercle, on connaîtra trois points de la courbe : le sommet et les naissances ; on en déterminera donc facilement le centre. Dans les voûtes elliptiques, on aura le grand axe et le demi-axe, c'est-à-dire les données nécessaires au tracé de l'intrados du bandeau.

Dans les ponts en anse de panier, on cherchera l'augmentation d'épaisseur par mètre courant du bandeau renforcé, en divisant le renforcement total aux naissances par le développement de la moitié de l'arc d'intrados ; on multipliera cette quantité par le développement du 1/2 arc du sommet et par celui de chacun des autres arcs composant la moitié de l'anse de panier : cela donnera l'épaisseur du bandeau à chaque changement de courbure et, par suite, les éléments nécessaires au tracé de la courbe cherchée.

Direction des joints dans les bandeaux des têtes. — Dans les voûtes en plein-cintre et en arc de cercle, les joints seront normaux à l'intrados lorsque les bandeaux seront parallèles ; dans les voûtes à intrados elliptique et en anse de panier avec bandeau parallèle, les joints seront normaux à la courbe moyenne de ce bandeau ; pour le cas d'un bandeau renforcé et principalement dans les deux derniers genres de voûtes, nous engageons également les constructeurs à tracer les joints des voussoirs suivant des normales à la courbe moyenne de ce bandeau et non pas suivant des normales à l'intrados ; il résultera de cette disposition un meilleur aspect des têtes et une meilleure répartition des pressions sur les plans des joints.

Cette manière de faire se rapprochera, d'ailleurs, de la théorie d'Yvon-Villarceau sur l'établissement des arches de ponts, envisagé au point de vue de la plus grande stabilité.

Appareils des voussoirs. — La clef des voussoirs de tête du bandeau doit toujours être une boutisse ; autant que possible, il doit en être de même pour les voussoirs des naissances. Or, la clef est toujours semblable au premier voussoir, lorsque la moitié du nombre total des voussoirs d'une tête moins un est un nombre pair. On pourra ainsi être fixé *a priori* sur le nombre de voussoirs à mettre dans une voûte, et on se guidera sur cette condition pour régler son appareil des piédroits.

Dans les ponts de petite et de moyenne ouverture, la largeur des voussoirs en douelle varie généralement entre la moitié et les 3/5 de leur épaisseur à la clef ; mais, le plus souvent, elle est égale à la moitié.

Dans les grands ouvrages, cette largeur se réduit parfois aux 2/5 et même au tiers de l'épaisseur du bandeau à la clef.

Limite de la hauteur des piédroits. — Nous recommandons de faire en sorte que la hauteur des piédroits ne dépasse pas la valeur pratique :

$$H = 1{,}50\ D$$

D étant le diamètre de l'ouverture.

Cette valeur de H est celle qui donne aux ouvrages d'art la forme la plus convenable pour l'aspect de solidité que doivent présenter les travaux publics ; c'est aussi la limite des bonnes conditions de stabilité.

A moins de cas de force majeure, on ne devra jamais dépasser :

$$H = 2\ D$$

Cette deuxième valeur de H correspond aux proportions architecturales d'un portique ; on la trouve parfois dans les grands viaducs.

Plinthes, consoles, cordons et couronnements. — Si l'on admet les notations suivantes :

H, hauteur totale de l'ouvrage depuis le dessus des fondations jusqu'au-dessous de la plinthe ;

h, hauteur de la plinthe ;

h', hauteur du couronnement du parapet ;

f, flèche de courbure de la face supérieure de ce couronnement ;

h'', hauteur de la console ;

c, hauteur du cordon des piles, moulures comprises ;

c', hauteur de la partie inclinée du chaperon des piles ;

s, saillie de la plinthe ;

i, inclinaison du chanfrein de la plinthe ;

s', saillie du couronnement sur le fût du parapet ;

s'', saillie du cordon sur le fût des piles.

On fera, d'après le développement plus ou moins grand des murs de têtes et la hauteur des ouvrages :

$$h = 0{,}15 + 0{,}02\ H$$

ou

$$h = 0{,}20 + 0{,}02\ H$$

Et pour tous les cas :

$$h' = 0{,}70\ h;$$
$$f = 0{,}05\ \mathrm{L},$$

L étant la largeur du couronnement du parapet.

Lorsqu'on voudra gagner de la largeur et mettre le parapet en porte-à-faux, on placera sous la plinthe une console dont la hauteur sera :

$$h'' = 0{,}70\ h.$$

Les cordons des piles auront une hauteur de :

$$c = \frac{\mathrm{P}}{7}$$

et le dessous en sera placé au niveau des plus hautes eaux connues ; ils feront une saillie de :

$$s'' = 0{,}45\ c$$

sur la partie supérieure de la pile ;

La partie inclinée du chaperon aura une hauteur de :

$$c' = \frac{\mathrm{P}}{10}\ ;$$

en appelant P l'épaisseur de la pile au sommet.

La base du chaperon aura la même largeur que la partie supérieure de la pile et sa hauteur sera au plus égale à celle de la moulure inférieure du cordon.

Toutefois, dans le cas où la hauteur du cordon d'une pile ainsi obtenue dépasserait celle de la plinthe, il faudrait la réduire et la faire égale à cette dernière ; dans les petits ouvrages, le cordon n'aura jamais moins de $0^{m},12$ à $0^{m},14$ de hauteur totale.

Pour les plinthes sans moulures destinées aux petits et moyens ouvrages et selon les dimensions des murs de tête :

$$s = 0{,}40\ h$$

ou

$$s = 0{,}50\ h$$

Pour les plinthes avec moulures employées dans les grands ouvrages :

$$s = 0{,}70\ h,$$

et pour tous les cas :

$$i = 0{,}30\ s.$$

Pour les petits ouvrages sans moulures : $s' = 0^{m},025$
Pour les grands ouvrages id. : $s' = 0^{m},05$;
——— id. ——— avec moulures : $s' = 0^{m},10$;

Parapets. — Les parapets d'un pont en pierre doivent être en pierre, c'est la règle générale. Si les tympans sont à jour ou si

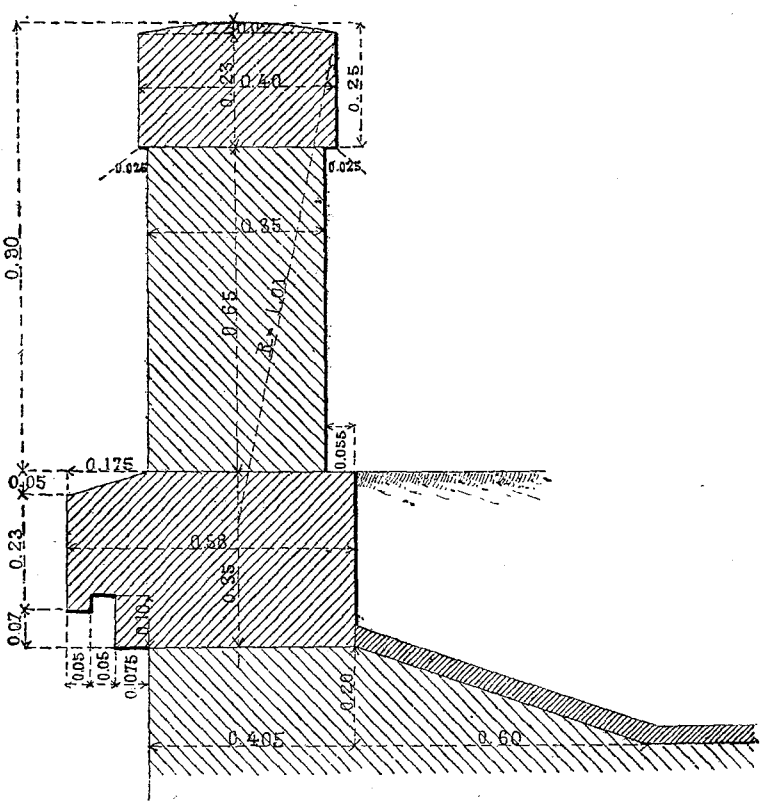


Fig. 129.

l'on veut donner une apparence de luxe à l'ouvrage, on aura recours à des parapets à jours formés de balustres ou simplement à des parapets en briques et pierre de taille dans lesquels on peut ménager des évidements de toute forme.

En tout cas, il convient d'indiquer sur le parapet la clef des voûtes et l'axe des piles par des dés ou babuts en pierre d'une

ornementation plus soignée ; cependant les constructeurs s'affranchissent de cette sujétion dans les ouvrages ordinaires.

Dans les petits ouvrages, l'épaisseur des parapets varie de $0^m,35$ à $0^m,40$ et leur hauteur de $0^m,75$ à $0^m,80$ au-dessus de la plinthe ; dans les moyens ouvrages la hauteur seule varie et oscille entre $0^m,80$ et $0^m,90$.

Dans les grands ouvrages, l'épaisseur des parapets est comprise entre $0^m,40$ et $0^m,50$ et leur hauteur entre $0^m,90$ et 1 mètre.

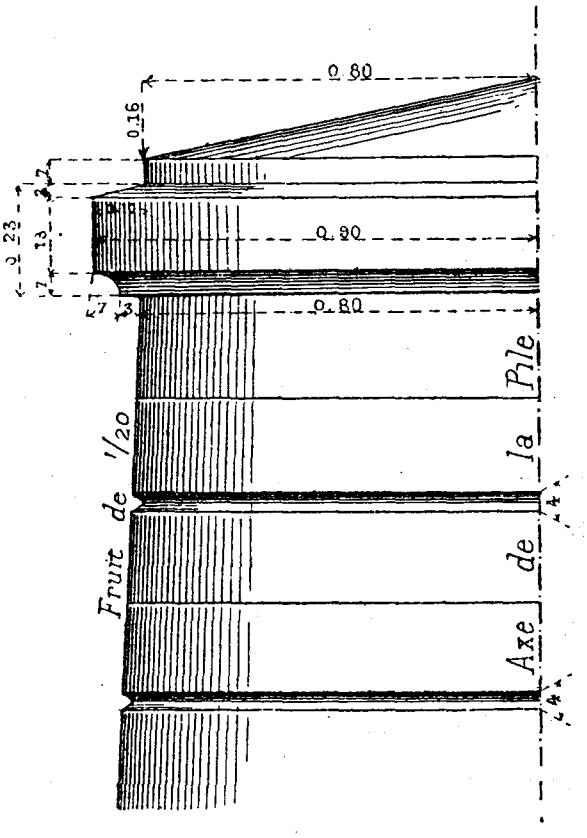


Fig. 130.

Mais, quand on emploie de la brique, les dimensions ci-dessus des parapets doivent être modifiées de façon à comprendre le nombre de briques entières se rapprochant le plus des données précédentes, à moins qu'on ne coupe la brique à la longueur convenable pour conserver l'épaisseur primitive.

La coupe ci-contre d'un parapet en briques et pierre de taille d'un pont de 10 mètres d'ouverture a été dessinée avec les dimensions fournies par les formules qui précèdent, en supposant $H = 7^m,50$.

Les détails (p. 309) du cordon et du chaperon d'une pile résultent également de l'application des formules précédentes (fig. 130).

Rampants et dés des murs en aile. — Il est d'usage de régler, comme il est indiqué ci-dessous, la largeur des rampants des murs en aile, suivant un plan parallèle aux têtes et la hauteur des dés qui limitent ces rampants :

Aqueducs de $0^m,60$ à $1^m,00$.	Rampants : $0,^m35$, au plus ; Dés : de $0^m,30$ à $0^m,35$ au-dessus du radier.
Aqueducs de $1^m,50$ à $2^m,00$.	Rampants : $0^m,45$ au plus ; Dés : de $0^m,30$ à $0^m,35$ au-dessus du radier.
Ouvrages de 4, 5, $6^m,00$.	Rampants : de $0^m,60$ à $0^m,65$ au plus ; Dés : de $0^m,80$ à $0^m,85$ au-dessus du sol.

Dans les aqueducs, les dés ne font pas ordinairement saillie sur le nu des murs en ailes ; dans les autres ouvrages, ils présentent sur chaque rampant une saillie de $0^m,02$ à $0^m,03$ environ, mesurée sur la face antérieure des dés au niveau du béton.

Pour les ouvrages de plus grande ouverture, la largeur des rampants et la hauteur des dés ne varient plus guère et se trouvent généralement dans les limites ci-après :

Ouvrages de 7 à $20^m,00$ et au delà	Rampants : de $0^m,65$ à $0^m,75$ au plus ; Dés : de $0^m,85$ à $1^m,00$ au-dessus du sol ;

Quelques constructeurs proposent de régler la largeur des rampants en la faisant égale à l'épaisseur de la plinthe. Cette manière de procéder peut donner des rampants trop maigres, notamment pour les petits ouvrages.

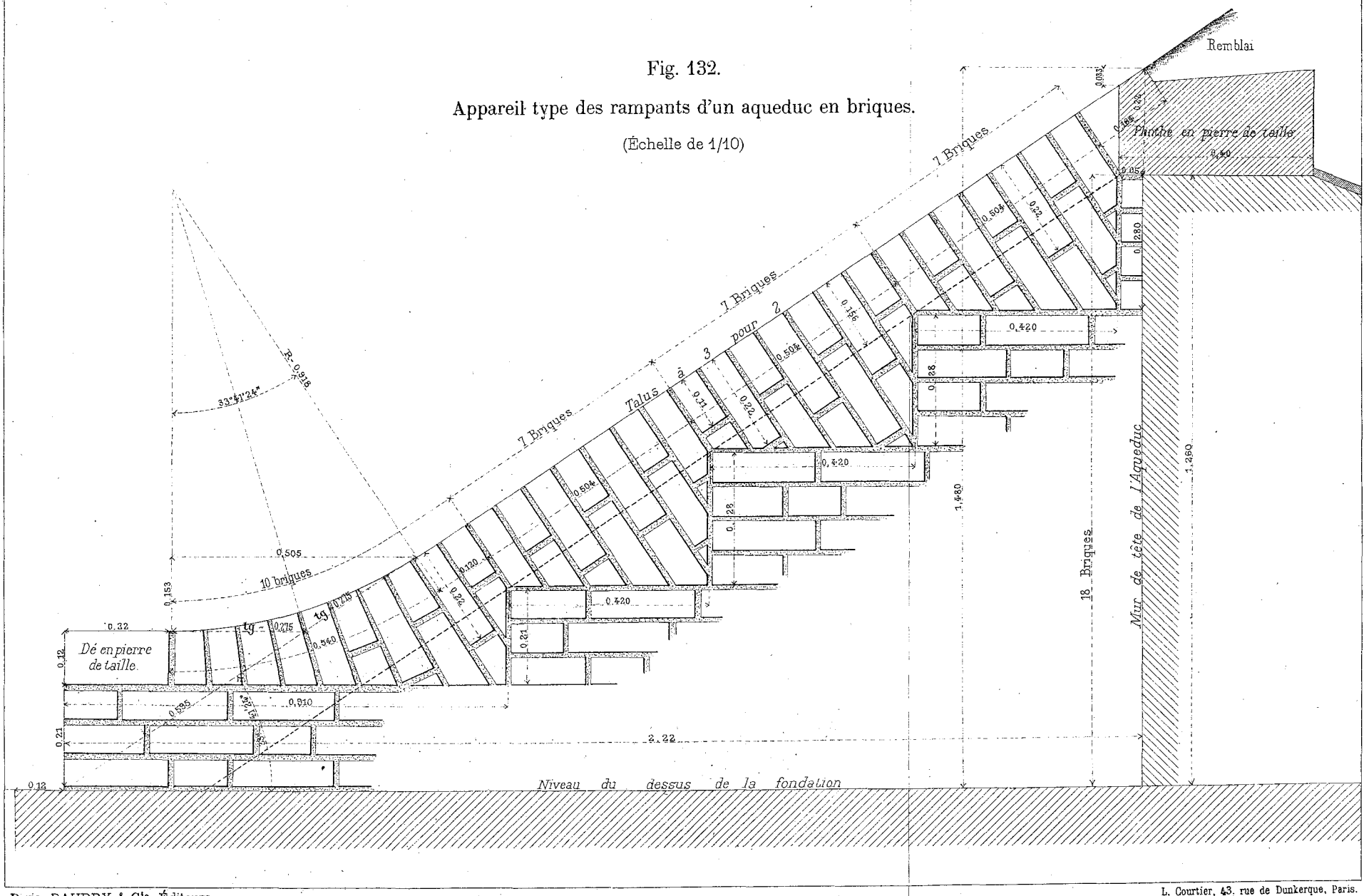
Enfin, il est d'usage de raccorder la partie supérieure du dé avec les rampants des murs en ailes au moyen d'arcs de cercle, comme il est indiqué (fig. 131) ; on évite ainsi une cassure désagréable contre le dé.

Disposition des rampants des murs en ailes. — Plusieurs praticiens font commencer les rampants des murs en ailes au-dessous de la plinthe ; cette disposition n'est pas naturelle et, par suite, elle laisse beaucoup à désirer sous le rapport architectural ; quand, au contraire, ces rampants prennent leur origine au niveau du dessus

Fig. 132.

Appareil type des rampants d'un aqueduc en briques.

(Échelle de 1/10)



Paris, BAUDRY & Cie, Éditeurs.

L. Courtier, 43, rue de Dunkerque, Paris.

de la plinthe, ils présentent un aspect plus agréable à l'œil. Les angles saillants des crémaillères ne doivent jamais se trouver dans le parement vu des rampants, car indépendamment du mauvais effet qu'ils y produiraient, ils nécessiteraient des remplissages en menus matériaux faciles à dégrader. La ligne qui détermine les sommets de ces angles est généralement une parallèle au pare-

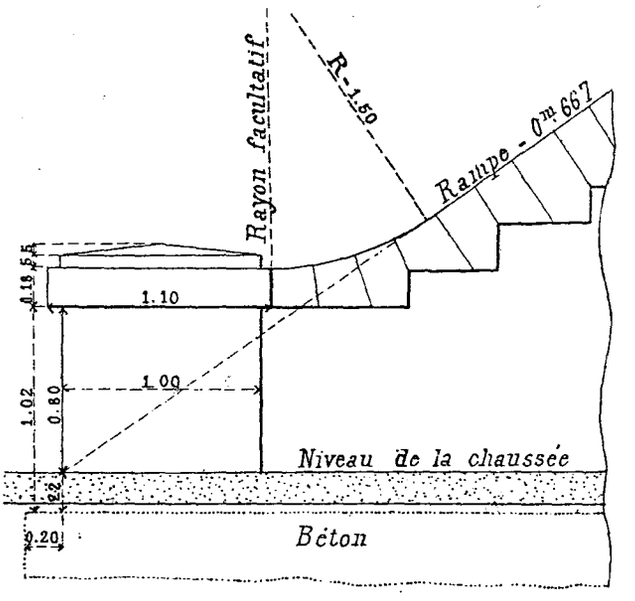


Fig. 131.

ment vu du rampant menée par l'arête inférieure la plus saillante de la plinthe ; enfin à chacun des angles saillants des crémaillères doit correspondre un joint normal au rampant et le joint vertical de la première crémaillère doit se trouver dans le prolongement du parement vertical de la plinthe. La figure 132 (pl. n° XII) donne une disposition type d'un rampant de mur en aile appareillé avec de la brique ; il est facile d'en déduire la marche à suivre pour trouver un appareil en moellons ou en pierre de taille, car cet appareil est exempt des grandes sujétions imposées par les dimensions des briques.

Enfin il faut toujours dégager les bandeaux des voûtes en plaçant le parement intérieur des murs en aile tangentiellement à l'extrados de ces bandeaux et diriger les joints des rampants suivant les horizontales des talus de remblai.

Les maçonneries formant le complément de l'épaisseur des murs en ailes, du côté des terres, font également retraite sur les pare-

ments vus des rampants suivant la ligne pointillée limitant les sommets des crémaillères; cette retraite a pour but de faciliter le raccordement des rampants avec les talus des levées. Ces maçonneries sont, en outre, disposées en glacis vers les remblais.

La figure 133 représente l'élévation d'une tête de passage inférieur en moellons, de 4 mètres d'ouverture, avec murs en ailes inclinés.

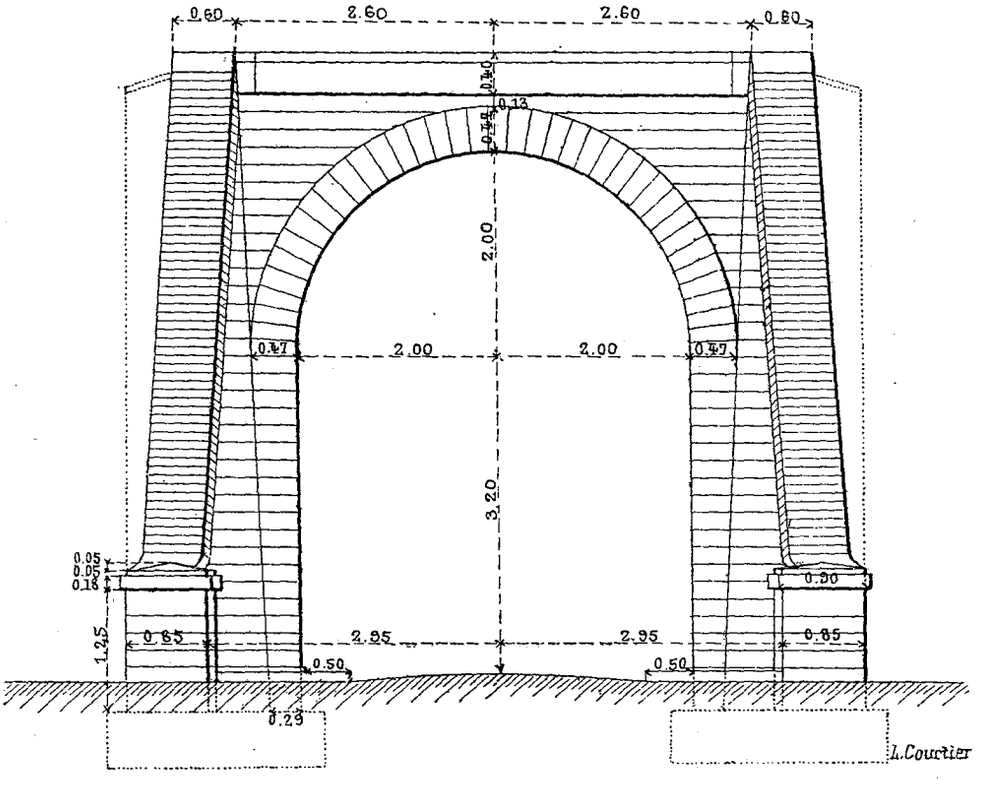


Fig. 133.

Viaducs. — En général, lorsqu'on a des vallées profondes et larges à franchir, il devient plus économique d'établir un viaduc qu'un remblai.

La limite ordinaire où la compensation de dépense s'établit est comprise entre les hauteurs de 15 à 18 mètres, à moins que l'on ait de grandes tranchées voisines dont il faudrait mettre les terres en dépôt pour laisser la place du viaduc; mais, dans le cas où il faudrait faire des emprunts ou augmenter d'une manière notable les déblais d'un tracé, en vue seulement d'avoir des terres pour faire le remblai, le viaduc commence à présenter de l'économie.

D'ailleurs, il y a encore une foule d'autres considérations qui entrent dans la question et ne peuvent trouver place ici.

Porportion de l'ensemble d'un viaduc. — Lorsqu'on a à établir un viaduc, le but auquel on doit viser est celui-ci : faire le moins possible de maçonnerie par mètre carré de section longitudinale ; en un mot, franchir l'espace donné le plus économiquement possible, tout en restant dans de justes limites de solidité et de sécurité.

Ce minimum correspond à peu près à une ouverture qui varie de la moitié aux deux tiers de la hauteur moyenne de l'ouvrage.

La proportion de 1/2 convient lorsque le viaduc n'est pas encaissé entre deux montagnes dans une vallée étroite, c'est-à-dire lorsque les culées ont encore une certaine hauteur.

La proportion de 2/3 convient lorsque le viaduc est encaissé dans une vallée étroite en forme de V.

Piles des grands viaducs. — La pile d'un viaduc avec soubassement se composera ainsi qu'il suit en partant des naissances :

Viaduc proprement dit.	1° Fût ; 2° Piédestal, socle ; 3° Socle.
Soubassement	1° Fût du soubassement ; 2° Piédestal du soubassement ou base ; 3° Socle.

Les proportions de la pile seront les suivantes :

1° Hauteur du fût	6 fois l'épaisseur de la pile au niveau des naissances :
2° Hauteur du piédestal . .	2 fois l'épaisseur de la pile au niveau des naissances ou 1/3 de celle du fût ;
3° Hauteur du socle quand il n'y aura pas de soubassement.	2 fois la saillie et si cette hauteur dépasse 0,40 à 0,50 centimètres, le faire en deux assises avec retraites successives ;
4° Hauteur du fût du soubassement.	Comme au premier fût ;
5° Hauteur de la base. . .	Comme au premier piédestal.
6° Socle.	Comme au premier socle.

Les parements latéraux de côté et de tête des fûts auront un fruit de $0^{m},025$ par mètre ;

La saillie du piédestal sur le pourtour du pied du fût sera du 1/20 de la largeur du pied du fût;

La saillie du socle sur le pourtour du piédestal sera du 1/20 de la largeur du piédestal;

La saillie du fût de soubassement sur le piédestal sera du 1/20 de la largeur du piédestal:

La saillie de la base : 1/20 de la largeur du pied du fût du soubassement;

La saillie du socle : 1/20 de la largeur de la base;

Enfin, chaque saillie est du 1/20 de la largeur sous laquelle elle est immédiatement établie.

Proscription absolue des angles rentrants.

Les voûtes surbaissées formant arcs-boutants des piles seront disposées à une hauteur telle que le dessus de leur plinthe se trouve au niveau du dessous du piédestal.

Lorsqu'on aura peu de hauteur au-dessus des piles, on ajoutera seulement une base sous le piédestal.

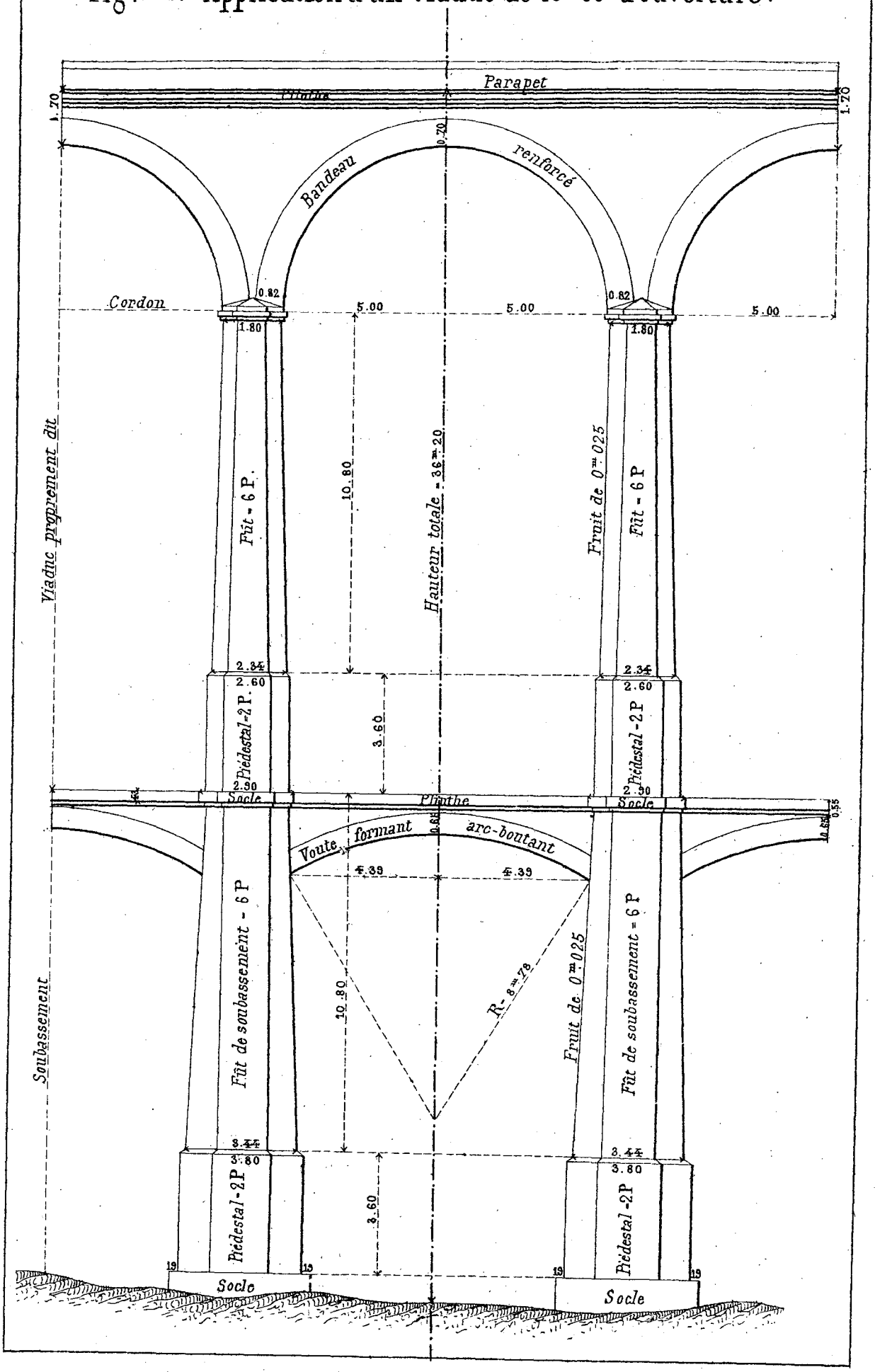
Les renseignements qui précèdent n'ont rien d'absolu et les proportions architecturales des piles des viaducs restent soumises au goût du constructeur.

Nous donnons (fig. 134 pl. XIII) une application des principes ci-dessus à un viaduc ornementé, de 10 mètres d'ouverture.

Ce type de viaduc ornementé ne se fait plus guère aujourd'hui; on construit maintenant les fûts des piles et du soubassement d'un seul jet depuis les naissances des voûtes jusqu'au socle inférieur sur toutes les faces : on remplace assez souvent la pierre de taille dans les angles et dans le bandeau par du moellon d'appareil pour donner aux viaducs l'aspect de rusticité qui leur convient; le cordon, la plinthe et le couronnement du parapet sont alors seuls en pierre de taille; le cordon est même parfois supprimé au niveau des naissances.

Type usuel de viaduc. — Nous donnons (fig. 135, pl. XIV), comme type de viaduc fréquemment employé de nos jours, le viaduc de Comelle (*Chemin de fer de Paris à Creil*), construit par M. l'ingénieur Mantion, ancien ingénieur en chef de la Compagnie du chemin de fer du Nord. Cet ouvrage, malgré sa grande hauteur

Fig. 134. Application à un Viaduc de 10m00 d'ouverture.



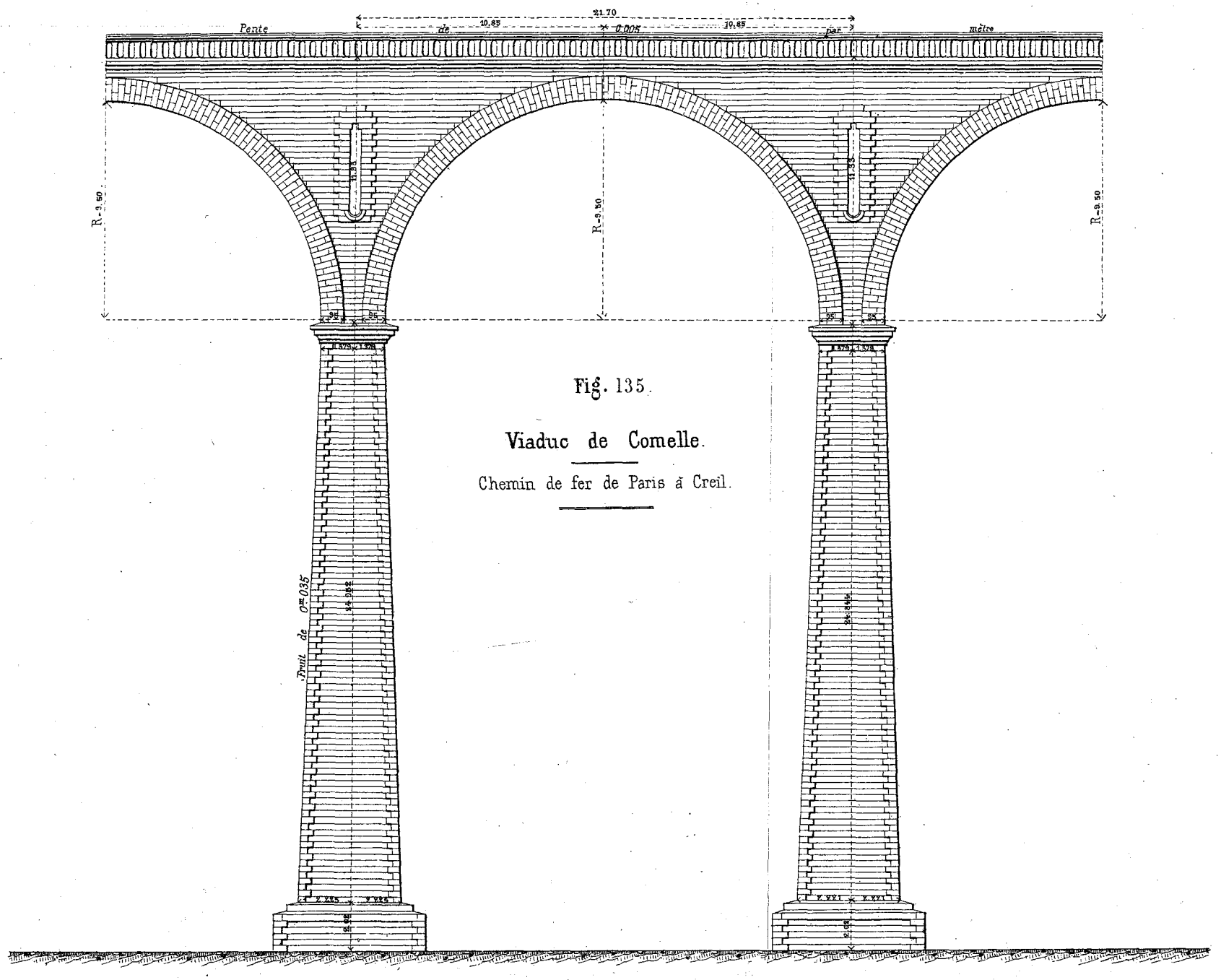


Fig. 135.

Viaduc de Comelle.

Chemin de fer de Paris à Creil.

Paris, J. BAUDRY, Editeur.

Imp. Monrocq. Paris.

Fig. 136 Elevation

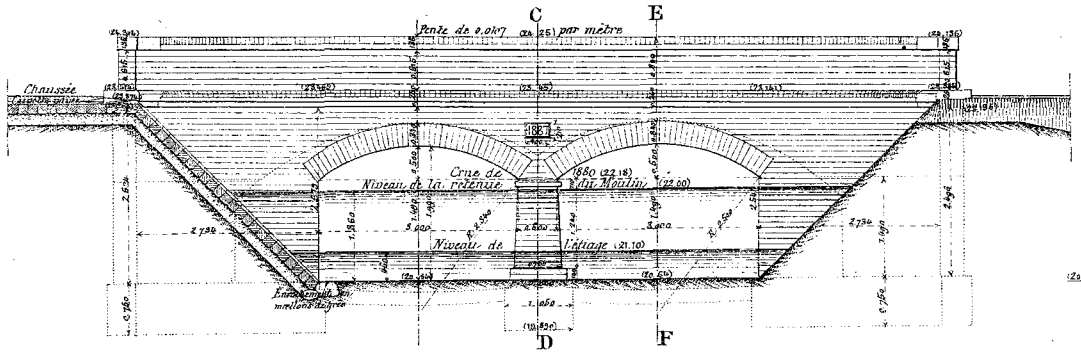


Fig. 139.

½ Coupe transversale suivant CD

½ Coupe transversale suivant EF

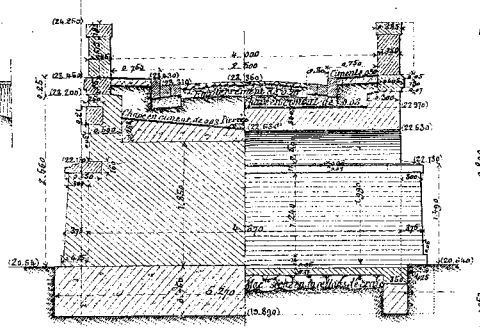


Fig. 138.

Détail de la plinthe et du parapet

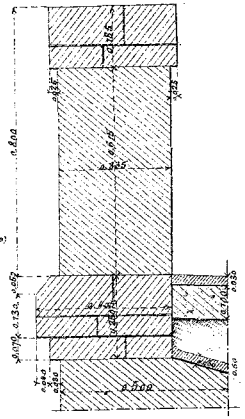
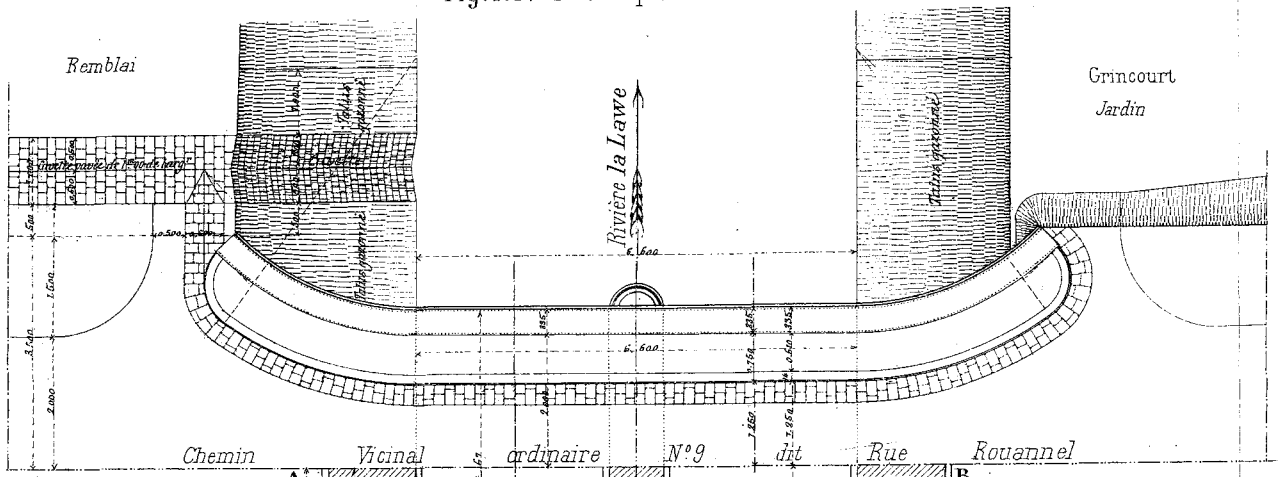
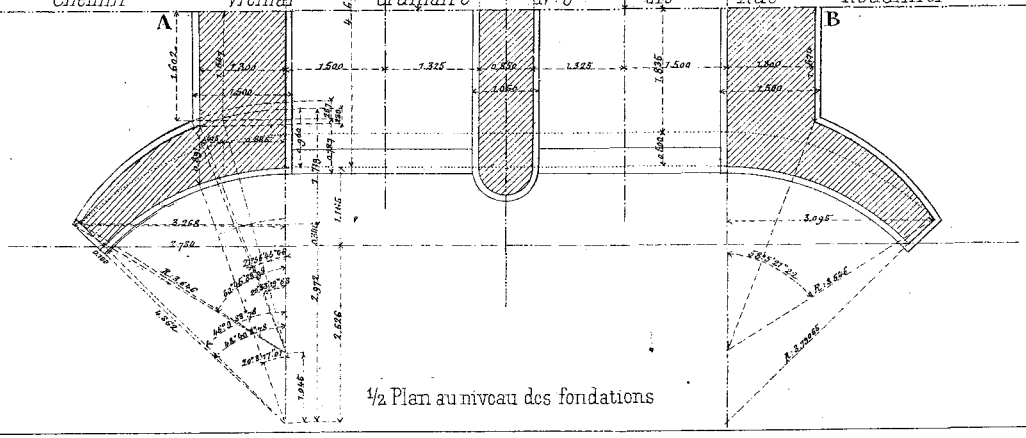


Fig. 137. ½ Plan supérieur





½ Plan au niveau des fondations

Fig. 140. Cintres.
(8 Semblables)

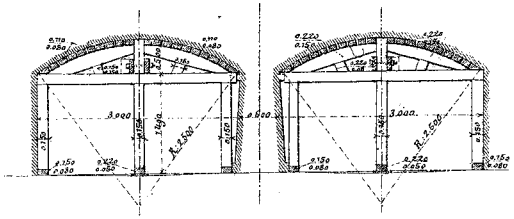
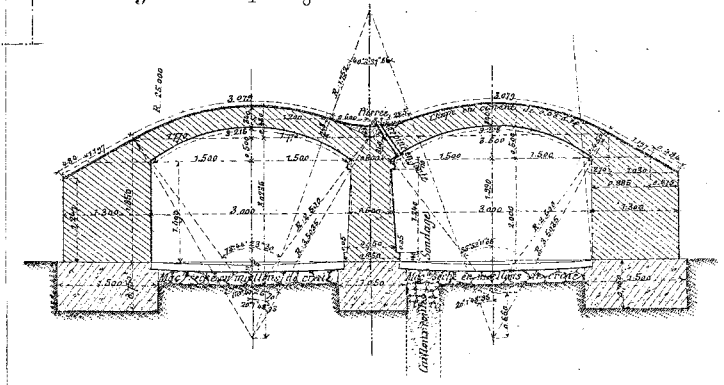


Fig. 141. Coupe longitudinale suivant **AB**



BAUDRY & Cie Editeurs, 15 Rue des Saints-Pères. Paris,

Auto-Imp. L. Courtier, 43, rue de Dunkerque, Paris.

au-dessus de la vallée qu'il franchit, ne comporte pas de voûtes formant arcs-boutants, ce qui lui donne beaucoup de hardiesse et de légèreté.

Ponts et viaducs en courbe. — Les ponts et viaducs en courbe étaient formés autrefois par un polygone ayant pour côtés alternatifs : 1° l'ouverture des voûtes; 2° l'épaisseur des piles au plan des naissances; de nos jours, on les établit suivant les courbes intérieure et extérieure qui les enveloppent.

Les voûtes sont toujours cylindriques; les piles seules rachètent la convergence des axes des voûtes; elles sont donc plus épaisses du côté convexe que du côté concave, circonstance favorable pour la résistance de la poussée au vide.

On donne aux piles du côté concave les dimensions résultant du calcul.

Il est convenable aussi de disposer les avant-becs du côté convexe en contrefort; mais il est inutile de prendre cette précaution du côté concave, à moins que ce ne soit par symétrie.

Observation. — Nous renvoyons le lecteur aux remarquables ouvrages de MM. Croizette-Desnoyers, Morandière et Dupuit, pour tout ce qui concerne l'ornementation des ponts et viaducs, aux abords des villes, les seuls, d'ailleurs, qui exigent une certaine richesse des détails dans les parements vus des maçonneries.

L'exposé des longs développements que comporte une pareille matière ne rentre pas, en effet, dans le cadre d'un livre aussi restreint que le nôtre.

D'un autre côté, pour résumer tout ce que nous avons dit précédemment sur les ponts en maçonnerie, nous donnons planche XV figures 136 à 141, le projet complet d'un pont composé de deux voûtes en arc de cercle de 3 mètres d'ouverture chacune, surbaissées au 1/6 et dont les dimensions et proportions architecturales ont été calculées au moyen des formules indiquées dans notre ouvrage. Ce pont se présente bien, dit-on, et il nous paraît satisfaire aux conditions requises d'une bonne stabilité.

APPENDICE

TABLEAUX

DONNANT LE POIDS DU MÈTRE CUBE
ET LA RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT DES MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION
POUR UN GRAND NOMBRE DE DÉPARTEMENTS
DE LA FRANCE

NOTA. — Les premiers tableaux sont extraits du répertoire des carrières de pierre de taille exploitées en 1889, qui a été publié par le Ministère des Travaux Publics, à l'occasion de la dernière exposition universelle.

La résistance moyenne indiquée dans ces tableaux n'est pas toujours la moyenne arithmétique des résistances minima et maxima qui la précèdent, par la raison qu'elle a été obtenue en tenant compte des résultats fournis par les essais de tous les échantillons d'une même nature de pierre.

RÉSISTANCE DES MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION

Nous avons vu, dans le cours de cet ouvrage, que la théorie des murs de soutènement et des voûtes comprend deux grands problèmes :

1° Etant donné un mur ou une voûte de dimensions et de matériaux connus, déterminer la pression ou la tension qui existe en un point quelconque de ce mur ou de cette voûte ;

2° Inversement, étant connus les matériaux dont on dispose, ainsi que la hauteur et la forme d'un mur, l'ouverture et la montée d'une voûte, déterminer l'épaisseur de ce mur et les autres dimensions de cette voûte de telle sorte que la pression ou la tension en un point quelconque ne dépasse pas des valeurs données.

Ces problèmes, encore imparfaitement résolus par la science, ont pour base les connaissances expérimentales sur la résistance que présentent les matériaux en usage dans la construction des murs et des ponts

Il nous a donc semblé qu'il y aurait un intérêt sérieux à résumer, dans les tableaux suivants, les essais faits à l'Ecole nationale des Ponts et Chaussées sur la résistance et la détermination du poids spécifique des pierres de taille provenant des carrières actuellement exploitées en France.

Nous rappellerons que les constructeurs admettent que l'on ne doit pas imposer aux matériaux une charge supérieure au dixième de celle qui produit l'écrasement ; cette charge représente la résistance pratique : ainsi des matériaux dont la résistance à l'écrasement est de 1 000 kilogrammes par exemple, ne doivent pas être soumis à plus de 100 kilogrammes de pression par centimètre carré.

D'un autre côté, le mot écrasement est pris dans son acception la plus étendue ; il ne doit pas s'entendre de la pulvérisation des matériaux, mais seulement d'une déformation quelconque de la matière produisant soit une soufflure, soit une lézarde.

Sous ce point de vue, la résistance pratique à l'écrasement varie non seulement avec la dureté des pierres et la qualité des mortiers, mais encore avec le mode d'appareil des premiers et l'état plus ou moins flasque des seconds. La proportion du 1/10, facile à réaliser pour des bases de supports verticaux, est généralement de beaucoup dépassée dans les voûtes ; il est certain que les pressions à la clef et aux joints de rupture doivent atteindre souvent le 1/5, le 1/4, le 1/3, peut-être même la 1/2 de la résistance à l'écrasement dans les ponts très surbaissés de grande ouverture, mais la théorie n'est point assez avancée pour qu'on puisse résoudre la question avec certitude.

Il serait à désirer que l'on connût la résistance à l'écrasement de tous les matériaux que l'on emploie ; aussi accueillerons-nous avec reconnaissance tous les renseignements que les constructeurs voudront bien nous envoyer à ce sujet.

RÉSISTANCE DES MATÉRIAUX A L'ÉCRASEMENT

1° PIERRES DE TAILLE

DÉSIGNATION des MATÉRIAUX	POIDS MOYEN du MÈTRE CUBE	RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT PAR CENTIMÈTRE CARRÉ		
		minima	maxima	moyenne
Ain	kg.	kg.	kg.	kg.
Choin d'Hauteville	2 762	1 131	1 176	1 167
— de Villebois	2 685	648	1 311	1 096
Pierre de Saint-Cyr	2 723	769	909	870
— de Saint-Martin	2 727	847	965	937
— de Drom	2 753	1 000	1 071	1 034
— de Ramasse	2 389	417	540	477
— de Villette	2 655	857	1 221	1 011
— de Turgon	2 717	987	1 023	1 014
— de Montmerle	2 733	1 456	1 793	1 575
Roche de Farges	2 692	1 266	1 921	1 539
— de Thoiry	2 707	904	1 082	994
— de Divonne	2 740	1 226	1 320	1 252
— d'Echenevex	2 683	1 629	1 653	1 639
— de Vesancy	2 686	1 589	1 979	931
— de Châtillon	2 676	1 403	1 640	1 561
Aisne				
Pierre de la Ferté-Milon { 1er banc.	2 391	784	799	791
Pierre de la Ferté-Milon { 2e banc.	2 172	344	348	346
Vergelé de Vassens	1 475	28	89	50
Banc royal de Vassens	1 854	40	51	47
Pierre de Colligis	1 435	30	62	43
— de Colligis (humide)	1 799	31	36	33
Liais de Vendresse	2 452	682	1 053	835
Pierre de Festieux	2 530	759	1 112	836
— de Sermoise	1 455	31	45	38
— de Sermoise (humide)	1 834	29	46	36
Vergelé de Vierzy	1 502	30	65	43
Banc royal	1 620	71	83	78
Vergelé (humide)	1 857	43	47	45
Pierre de Billy	1 418	35	46	41
— de Billy (humide)	1 756	23	36	30
Roche de Crouy	2 159	200	422	279
Liais de Crouy	2 291	392	645	498
Bancs royals de Crouy	1 588	31	113	66

DÉSIGNATION des MATÉRIAUX	POIDS MOYEN du MÈTRE CUBE	RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT PAR CENTIMÈTRE CARRÉ		
		minima	maxima	moyenne
	kg.	kg.	kg.	kg.
Bancs royals de Crouy (humides)	1 816	39	50	43
Roche de Villers-la-Fosse	2 330	167	676	410
— d'Aizy	2 210	253	452	356
— d'Aizy (humide)	2 328	167	384	293
Vergelé de Jouy	1 855	138	184	161
Banc franc de Jouy	2 179	292	503	423
Pierre de Pargny	1 956	142	321	193
Roche de Laversine	2 338	387	560	490
Vergelé de Laversine	1 505	41	47	45
— de Laversine (humide)	1 845	32	35	34
Pierre de Ressons-le-Long	1 634	74	91	81
— de Ressons-le-Long (humide)	1 913	55	72	60
Roche de Puiseux	2 118	176	528	306
Banc royal	1 891	116	340	188
Roche de Vivières	1 991	286	299	291
Allier				
Pierre de Gannat	2 651	827	1 038	884
— de Valtan	2 084	323	360	336
— de Droiturier	2 605	1 320	1 729	1 458
Calcaire du Plaix	2 552	760	1 150	961
Grès des Pégauds	2 257	454	484	464
Pierre de Jarges	2 626	804	1 145	980
— de Treignat	2 545	854	909	881
Grès de Montvicq	2 157	208	279	243
Pierre de Diou	2 688	780	1 057	918
— de Bourbon	2 061	177	202	193
— dure de Messarges	2 082	363	409	391
— tendre de Messarges	2 003	129	184	156
Alpes (Basses-)				
Pierre de Serennes	2 674	645	895	770
— d'Aiglun	2 401	464	507	490
— de Gréoulx	2 632	1 174	1 428	1 293
— de Mâne	1 992	206	262	241
— de Céreste	1 942	126	225	173
— du Caire	2 667	768	1 323	1 114
Alpes (Hautes-)				
Pierre de Chorges	2 695	1 441	1 441	1 441
— des Casses	2 595	1 674	2 124	1 858
— des Corbières	2 601	1 744	1 982	1 892
— de Veynes	2 669	1 336	1 978	1 502
Alpes-Maritimes				
Pierre de Roquevignon	2 690	1 292	1 397	1 345
— de la Sine	2 729	1 011	1 212	1 130
— de la Turbie	2 679	1 221	1 397	1 267

DÉSIGNATION des MATÉRIAUX	POIDS MOYEN du MÈTRE CUBE	RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT PAR CENTIMÈTRE CARRÉ		
		minima	maxima	moyenne
Ardèche	kg.	kg.	kg.	kg.
Pierre de Chandolas	2 689	1 400	1 904	1 641
Grès des Tauriers	2 237	466	528	499
— de Jaujac	2 578	608	727	670
Pierre de la Gorce	1 981	96	184	134
— de Ruoms	2 715	1 291	1 646	1 431
— de Vagnas	1 878	233	252	245
— de Vallon	2 110	227	283	256
Grès de Chambonas	2 272	511	729	689
Pierre de Saint-Paul-le-Jeune	2 678	1 514	2 051	1 752
Grès de la Bégude	2 246	351	493	434
— d'Ucel	2 188	577	744	659
Pierre de Chomérac	2 692	1 155	1 259	1 212
— de Pouzin	2 661	1 316	1 713	1 473
— d'Alissas	2 660	1 569	1 961	1 772
— du Moulin-à-Vent	2 163	321	481	373
Grès des Sceauteaux	2 143	339	486	406
Pierre de Cruas	2 217	340	863	551
— de Vogué	2 658	1 941	2 011	1 979
— de Crussol	2 628	833	1 327	1 084
Granite de Peaugres	2 624	1 363	1 709	1 565
Ardennes				
Pierre de Dom-le-Mesnil	1 820	112	132	116
— de Dom-le-Mesnil (humide)	2 076	76	108	88
— de Saint-Martin	1 976	135	178	163
— de Saint-Laurent	2 551	829	1 010	861
— des Trois-Fontaines	2 703	1 213	2 143	1 698
— de Notre-Dame-de-la-Halle	2 698	1 846	2 187	2 036
— de Chémery	1 996	159	178	168
— du Fond-d'Enfer	2 331	286	408	332
— de Bulson	2 211	222	225	224
Ariège				
Pierre de Saint-Jean	2 747	607	756	695
— de la Bastide-de-Bousignac	2 447	542	727	663
— de Coufet	2 314	497	571	534
— de Moulis	2 765	691	891	797
Aude				
Pierre de Villegly	2 400	571	903	756
Granite des Martyrs	2 590	640	798	744
Pierre de Laure	2 579	550	769	644
— dure de Laure	2 694	1 524	1 648	1 586
— d'Alet	2 128	434	505	469
Turet de Ferrals	2 396	425	696	555

DÉSIGNATION des MATÉRIAUX	POIDS MOYEN du MÈTRE CUBE	RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT PAR CENTIMÈTRE CARRÉ		
		minima	maxima	moyenne
	kg.	kg.	kg.	kg.
Pierre de la Nouvelle (sèche)	2 670	977	1 308	1 170
— de la Nouvelle (humide)	2 895	597	1 052	686
— des Trois-Jassettes	2 699	1 227	1 285	1 248
Aveyron				
Pierre de Peyrelebade	2 413	778	1 078	912
— de Gandillac	2 770	1 035	1 165	1 093
Tuf de Triadou	1 311	50	54	51
Pierre de Vines	2 771	1 045	1 266	1 141
Rouquet du Vassel	2 529	813	1 037	987
Grès d'Agladières	2 103	104	108	106
Pierre de Saint-Félix	2 241	705	768	721
— de Saint-Félix	2 155	442	640	511
Grès de Gissac	2 185	288	387	340
Pierre de Puech-Bourilhon	2 145	210	320	263
— de Bussac	2 428	897	1 221	1 054
— de la Meulière	2 376	438	559	486
Calcaire de Montbazens	2 460	670	848	759
Pierre de Marin	2 387	1 191	1 386	1 279
— de Marin	2 141	654	989	827
— de Mauriac	2 277	492	701	580
Belfort (Territoire de)				
Pierre de Saint-Dizier	2 509	532	765	616
Grès de Saint-Germain	2 379	558	654	603
Bouches-du-Rhône				
Pierre de la Gorgue	2 708	1 269	1 807	1 535
	2 700	1 280	1 439	1 336
	2 566	899	946	928
— de Rogues	1 991	76	102	87
Grès de la Couronne	2 076	175	208	187
Pierre de Meyrargues	2 722	1 209	1 563	1 355
— de la Calissanne	2 217	144	288	215
— de Barbette-Belval	1 809	70	75	71
— de Fuveau	2 697	974	1 069	1 014
— de Fontvielle	1 632	43	78	60
— de Montpaon	1 957	122	130	126
Grès de Barbentane	2 058	183	238	202
Pierre de Saint-Rémy	2 060	147	336	252
— de Saint-Gabriel	2 020	147	160	153
— de Cassis	2 728	1 086	1 187	1 160
Calvados				
Pierre de Caen	1 962	145	422	212
— de Caen (humide)	2 147	71	182	108
— de Caen	2 010	199	285	242

DÉSIGNATION des MATÉRIAUX	POIDS MOYEN du MÈTRE CUBE	RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT PAR CENTIMÈTRE CARRÉ		
		minima	maxima	moyenne
	kg.	kg.	kg.	kg.
Pierre de la Maladrerie	1 914	117	145	133
— de la Maladrerie (humide)	2 214	80	157	110
— d'Orival franche	1 853	102	132	117
— d'Orival dure	2 522	401	462	430
— de Quilly	2 220	349	374	362
— d'Urville	2 302	381	482	435
Liais d'Aubigny (1er banc)	2 403	267	377	323
— d'Aubigny (1er banc, humide)	2 481	216	377	305
— d'Aubigny (2e banc)	2 347	274	326	304
— d'Aubigny (2e banc, humide)	2 458	212	339	283
Granite de Vire	2 718	945	1 115	1 030
Cantal				
Pierre de Conte	2 606	857	1 005	951
— de Lascanaux	2 597	870	1 292	1 082
Granite de Saint-Gérons	2 648	850	997	923
Trachyte de Saint-Clément	2 145	270	417	332
— de Faillitou	2 181	345	397	362
Dolérite de Sion	2 644	684	844	762
Trachyte d'Angoules	2 397	579	633	601
Pierre de Monteil	2 154	450	539	494
Trachyte du Puy-Mary	2 345	394	584	500
— de Molèdes	2 149	407	464	437
Lave de Bouzentès	2 680	881	906	892
Charente				
Pierre d'Angoulême	1 824	55	120	82
— d'Angoulême (humide)	2 013	49	85	62
— de Nersac	1 733	71	88	81
— de Mouthiers	2 141	337	683	481
— de Vilhonneur	2 358	408	650	527
— de Chez-Delaisse	1 805	56	97	75
— des Chaudrolles	1 941	86	118	102
— de Saint-Même	1 838	42	81	63
— de Saint-Même (dure)	1 909	65	73	69
— de Saint-Même (à grain)	1 691	41	45	43
— de Chez-Tabarre	2 263	256	304	280
Charente-Inférieure				
Pierre de Chez-Durandet	1 696	57	86	75
— de La Rochette	1 857	111	201	161
— de Bellevue-Jonzac	1 791	153	174	164
— d'Hortebize-Jonzac	1 869	91	114	105
— demi-dure de Saint-Germain	1 789	111	121	116
— dure de Saint-Germain	2 074	310	338	322
— de Clion	1 756	64	72	68
— de la Limoise	2 415	368	615	508
— de Champagne	1 905	88	117	107

DÉSIGNATION des MATÉRIAUX	POIDS MOYEN du MÈTRE CUBE	RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT PAR CENTIMÈTRE CARRÉ		
		minima	maxima	moyenne
	kg.	kg.	kg.	kg.
Pierre de Carlot (demi-dure)	1 993	147	171	159
— de Carlot (dure)	2 268	388	465	425
— des Guilloteaux (demi-dure)	2 025	180	217	199
— des Guilloteaux (dure)	2 200	266	397	336
— de Rochefollet	2 234	267	434	309
— du Douhet (banc supérieur)	2 170	267	371	323
— du Douhet (banc inférieur)	2 368	533	615	580
— du Château-du-Douhet	2 054	219	294	244
— de Saint-Vaize (1er banc)	2 064	189	290	235
— de Saint-Vaize (2e banc)	2 038	165	223	198
— grise de Cazannes	2 063	169	339	219
— rousse de Cazannes	2 048	210	412	296
— blanche de Cazannes	2 008	112	261	178
— de Dreux (1er banc)	2 372	363	520	461
— de Dreux (2e banc)	2 354	504	685	570
— du Rocher	1 974	96	240	148
— de Saint-Savinien	1 814	48	134	76
Cher				
Pierre de Bourges	1 850	61	120	90
— de Saint-Florent	2 575	698	1 400	972
Grès du Port-Dessous	1 707	185	236	214
Pierre de la Chapelle-Saint-Ursin	2 566	925	1 406	1 149
— de Chaumat	2 537	769	1 134	980
— de Vallenay	2 330	178	501	328
— de Villiers	2 343	421	617	512
— de Charly	2 173	423	536	462
— de Bruère	2 157	164	255	204
— de la Celle	2 473	421	439	432
— de Meillant	2 164	264	419	353
Pierre de la Rencontre (banc Bourriou)	2 632	614	1 290	1 003
Pierre de la Rencontre (banc gris)	2 694	1 053	1 276	1 177
Pierre de la Rencontre (banc de fond)	2 648	1 381	1 761	1 580
Grès de la Brande-des-Pérais	1 954	322	356	342
Corrèze				
Pierre de Saint-Robert	2 267	485	527	501
Gré de Tudeils	2 213	412	488	442
Pierre de la Vigne	2 194	350	404	373
— de Gros-Champ	2 248	505	580	550
— de Gramont	2 077	158	186	164
— de Puymège	2 054	290	393	350
— de Puymège	2 142	414	657	536
— de Collonges	2 146	306	381	356
Granite de Mons	2 680	1 361	1 607	1 514
— d'Eyren	2 572	641	967	781
— des Simons	2 587	876	998	926
— de Gioux	2 559	803	808	805
— d'Eybrail	2 733	891	982	936

DÉSIGNATION des MATÉRIAUX	POIDS MOYEN du MÈTRE CUBE	RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT PAR MÈTRE CUBE		
		minima	maxima	moyenne
Corse	kg.	kg.	kg.	kg.
Pierre de Brande	2 653	834	912	869
— marbre de Corte	2 692	521	947	841
— marbre de Serragio	2 712	948	1 233	1 106
Côte-d'Or				
Pierre de Meursault	2 503	447	649	582
— de Grosmain	2 717	914	1 050	989
— du Bois-Moutot	2 584	649	649	649
— de Comblanchien	2 691	888	1 200	1 015
— du Val-Rot	2 740	914	916	915
— de Jeutre	2 422	368	461	401
— de Mont-Saint-Jean	2 390	327	592	470
— de Magny-Lambert	2 270	240	258	249
— de Semond	2 078	192	258	213
— de Pierre-Chèvre	2 418	685	740	715
— de Chamesson	2 323	432	726	530
— de Cérilly	2 523	507	573	524
— de Combe-Frayot	2 634	894	916	905
— de Puits	2 195	416	469	432
— de Verdonnet	2 181	441	551	473
— de Montmoyen	2 414	395	570	472
— des Creux-de-four	2 605	915	1 092	1 023
— de Licey	2 626	859	1 398	950
Pierre de Champ-Gaillard — 1er banc	2 487	393	809	626
Pierre de Champ-Gaillard — 2e banc	2 449	347	622	515
Pierre de Champ-Gaillard — 3e banc	2 472	610	724	653
Pierre de Brochon	2 658	708	1 060	866
— d'Is-sur-Tille	2 356	180	799	318
Pierre de Lux — roche grise	2 617	734	917	870
Pierre de Lux — banc blanc	2 643	619	720	688
Pierre de Lux — banc lié	2 714	826	1 014	904
Taille de la Combe-au-Fou	2 329	524	695	517
Pierre de la Garonne — à grain fin	2 638	1 206	1 540	1 360
Pierre de la Garonne — à grain moyen	2 234	398	425	407
Pierre de la Roquette	2 652	744	987	865
Pierre de Tarcot — banc supérieur	2 178	257	324	302
Pierre de Tarcot — banc inférieur	2 246	427	521	465
Pierre de Saint-Rémy	2 370	676	777	711
Granite de Bonjean	2 586	770	1 126	864
Côtes-du-Nord				
Granit de Hinglé	2 633	1 143	1 521	1 292
— de Lehon	2 643	814	1 062	933
— de Kérinan	2 540	711	1 028	901
— de la Pierre-Percée	2 502	394	523	445
— de Guénézan	2 633	1 038	1 430	1 292

DÉSIGNATION des MATÉRIAUX	POIDS MOYEN du MÈTRE CUBE	RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT PAR CENTIMÈTRE CARRÉ		
		minima	maxima	moyenne
	kg.	kg.	kg.	kg.
Granit de Pleumeur	2 569	1 048	1 876	1 342
— de Saint-Brieuc	2 750	857	1 597	1 227
Creuse				
Pierre de la Croix-de-la-Fortune	2 611	1 089	1 323	1 179
Granite de Saint-Médard	2 641	810	1 420	1 027
Pierre de Soubrebost, banc supérieur	2 563	1 022	1 265	1 123
Pierre de Soubrebost, banc inférieur	2 450	613	618	615
Pierre de Compeix	2 558	760	798	784
— de Saint-Sylvain-Bas-le-Roc	2 388	268	309	288
— de la Roussille	2 501	358	683	510
— du Mas	2 583	735	839	798
— de Crozant	2 454	461	517	491
Pierre de Maupuy, grain fin	2 613	967	990	975
Pierre de Maupuy, éruptive	2 653	562	658	623
Pierre de St-Priest-la-Feuille, granite	2 533	500	795	661
Pierre de St-Priest-la-Feuille, éruptive	2 530	574	678	641
Dordogne				
Pierre de Colombier	1 816	72	128	97
— de Couze	1 865	122	152	138
— de Rabier	1 727	98	137	116
— de Lolme	2 019	147	150	149
— de Maurens	1 663	37	86	60
— de Villars	1 812	47	83	65
Pierre de Rochevideau, sèche	1 894	61	181	109
Pierre de Rochevideau, humide	2 052	28	50	45
Pierre de Mareuil	2 066	239	398	308
Granite d'Augignac	2 617	663	1 151	962
Pierre du Grand-Auzeau	2 307	536	797	626
— de Saint-Front	2 137	145	240	203
— de Lagrange	2 383	646	923	758
— de Chancelade	1 908	113	137	125
— de Chancelade (humide)	2 390	43	90	73
Pierre de Chaudron, grain fin	2 495	215	465	332
Pierre de Chaudron, dure	2 658	455	1 078	786
Pierre de Périgueux, Carrière Dauvergne	1 987	200	253	234
Pierre de Périgueux, — de St-Georges	2 235	266	276	270
Pierre de Périgueux, — de l'Arsault	2 021	196	225	211
Pierre de Périgueux, — de Bauzens	2 474	511	684	609
Pierre de Périgueux, — de Mazeands	2 291	551	745	641
Pierre du Clos	2 554	1 230	1 498	1 388
— de Jovelle	1 787	50	62	57
— de Campagne	1 742	28	52	39
— de Campagne	1 807	54	69	59
— de Campagne	1 857	73	98	84
Pierre des Eyzies, Carrière des Eymaries	1 910	109	125	115
Pierre des Eyzies, — Sallegourde	1 930	120	128	124
Pierre de la Combe-de-Lama	1 914	66	70	68

DÉSIGNATION des MATÉRIAUX	POIDS MOYEN du MÈTRE CUBE	RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT PAR CENTIMÈTRE CARRÉ		
		minima	maxima	moyenne
Doubs	kg.	kg.	kg.	kg.
Pierre de Baume	2 660	881	1 010	946
— d'Hyèvre	2 665	881	1 010	973
— d'Ornans	2 492	769	927	854
— de Grandfontaine	2 690	983	1 152	1 051
— de Pouligney	2 611	894	1 203	1 064
— de Cléron	2 440	435	475	454
— de Chailluz	2 689	908	969	939
	2 602	786	796	793
— de la Malcombe	2 673	770	1 085	940
Pierre de Vélesmes (bancs supérieurs	2 590	819	1 045	901
Pierre de Vélesmes (bancs moyens et infér.	2 505	585	789	703
Pierre de Lougres	2 618	1 022	1 267	1 167
— du Lac	2 681	777	938	858
— de Montlebon	2 139	142	239	182
— d'Houtaud	2 644	1 426	1 546	1 477
Drôme				
Pierre de Soyans	2 696	1 054	1 484	1 338
— de Marignac	2 614	890	1 186	1 045
— de Saillans	2 677	1 387	1 577	1 500
	2 798	1 178	1 286	1 231
— de Poët-Laval	2 098	573	756	675
— de Grignan	1 920	153	272	189
— de Taulignan	2 140	247	360	291
— de Saint-Marcel	2 453	820	1 124	941
— de Montceau	2 428	852	1 057	958
— de Beaume	2 109	157	280	198
Mollasse de Sainte-Juste	1 623	45	75	58
	1 699	94	115	104
Grès de Saint-Jaumes	2 278	571	774	715
Mollasse de Châteauneuf	2 102	111	148	139
Choin de Saint-Nazaire	2 655	1 049	1 406	1 271
Eure				
Pierre de Goupillières	1 581	39	82	65
Grès de Broglie	2 428	1 163	1 309	1 253
Pierre de Vernon	1 982	266	288	277
	2 015	353	463	395
	1 815	129	175	145
Pierre de Caumont	2 004	233	262	247
	1 939	172	328	254
	2 061	77	117	94
Eure-et-Loir				
Pierre de Berchères	2 585	727	990	846

DÉSIGNATION des MATÉRIAUX	POIDS MOYEN du MÈTRE CUBE	RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT PAR CENTIMÈTRE CARRÉ		
		minima	maxima	moyenne
	kg.	kg.	kg.	kg.
Pierre de Concrez	2 644	927	998	951
— de Gommerville	2 465	738	1 197	947
— de Prasville	2 456	652	750	702
— du Croc-Marbot	1 759	57	68	62
— de Villangeard	2 549	503	530	519
— d'Orgères	2 538	725	1 080	924
— de Péronville	2 312	266	353	313
— de Nogent	1 474	45	51	47
— de Saint-Denis-d'Authon	2 478	762	1 174	1 013
Finistère				
Granite de Kersanton	2 717	769	1 160	1 024
— de Plouguin	2 702	1 437	1 655	1 570
— de Laber	2 667	995	1 567	1 332
	2 687	1 140	1 374	1 237
— de Locronan	2 578	647	749	690
— d'Huelgoat	2 617	1 424	1 691	1 566
— de Plouescat	2 539	769	825	797
— de Cléder	2 605	1 012	1 464	1 268
	2 606	1 051	1 456	1 260
— de Trégune	2 591	929	1 148	1 038
— de Kerguestin	2 599	684	707	695
— de Kerhennec	2 582	920	924	922
— de Pont-d'Aven	2 600	877	973	925
Gard				
Pierre de la Madeleine	2 685	877	2 103	1 598
— de Barjac	1 931	243	351	296
Grès de la Grand'Combe	2 259	448	561	520
Pierre de Saint-Ambroix	2 676	1 159	1 423	1 277
— de Brouzet	2 208	256	383	313
— de Monteils — calcaire	2 608	1 623	1 779	1 726
— de Monteils — mollasse	2 520	620	862	736
Pierre de Beaucaire — claire découverte	1 855	123	146	132
Pierre de Beaucaire — claire forte	2 032	160	211	184
Pierre de Beaucaire — claire blanche	1 817	88	110	99
Pierre de Beaucaire — blanche fine	1 757	58	72	63
Pierre de Beaucaire — roussette du dessus	1 874	123	129	126
Pierre de Beaucaire — grisette du dessus	2 061	151	213	178
Pierre de Beaucaire — roussette du fond	1 972	149	178	159
Pierre de Beaucaire — grisette du fond	2 111	192	240	215
Pierre de Beaucaire — la Combe-de-Béouloli	1 871	102	157	124
Pierre de Baruthel	2 235	525	724	627
— de la Roquemaillère — bleue	2 482	1 678	1 834	1 756
— de la Roquemaillère — blanche	2 293	716	775	744
— de Lens	2 278	273	421	360
— d'Aiguesvives	1 977	105	118	112
— de Junas	1 848	83	93	86
— de Pondres	1 880	86	94	91

DÉSIGNATION des MATÉRIAUX	POIDS MOYEN du MÈTRE CUBE	RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT PAR CENTIMÈTRE CARRÉ		
		minima	maxima	moyenne
	kg.	kg.	kg.	kg.
Pierre de Gallargues	2 650	1 362	1 454	1 397
— de Saint-Gervais	2 183	450	486	469
— de Castillon	1 863	94	117	96
Pierre de Vers. Carrières de Fontgrasse	1 796	66	85	78
Pierre de Vers. Carrières de Pont-du-Gard	1 827	82	97	92
Pierre de Vers. Carrières de Sainte-Marie	1 864	81	98	90
Pierre de Pompignan Lascans	2 711	1 268	1 765	1 565
Pierre de Pompignan Pégaline	2 720	1 972	2 138	2 081
Pierre de Pompignan Salles de Gour	2 669	1 284	1 729	1 445
Pierre de Molières	2 523	958	1 509	1 249
— de Montdardier	2 700	1 308	1 679	1 549
Haute-Garonne				
Pierre de Ganties	2 708	975	1 229	1 124
— d'Aurignac	2 246	232	247	242
— de Séglan	2 039	92	113	103
— de Montoulieu	2 287	404	555	491
— marbre de Cierp	2 745	636	940	756
— marbre de Saint-Béat	2 749	639	671	651
— marbre de Cier	2 675	839	1 005	941
— marbre de Labarthe	2 740	991	1 173	1 066
— de Belbèze	2 241	279	585	467
	2 335	372	440	401
Grès de Cassagne	2 082	130	177	156
	2 200	92	103	97
Gers				
Pierre de Maillossis	2 450	727	976	811
— de Bonas	2 500	723	1 156	899
— du Lombard 1er banc	2 132	180	299	237
— du Lombard 2e banc	2 532	782	1 036	958
— de Castelnau	2 132	180	299	237
— de Barcelonne	2 252	182	388	295
Gironde				
Pierre de Bommes	1 485	24	41	30
— de Grand-Moulin	1 492	41	49	44
— dite Petit-Cénac sèche	1 557	20	46	35
— dite Petit-Cénac humide	1 844	24	34	28
— de Barsac	2 339	513	541	531
— de Cérons. Dubroca	2 598	1 165	1 322	1 182
— de Cérons. Babin	2 452	762	876	822
— de Podenzac	2 261	435	471	455
— de Saint-Laurent	1 700	52	75	64
— de Saint-Macaire	2 386	395	639	557
	2 456	571	784	642
— de Daignac	1 583	37	40	38
	1 552	39	49	45

DÉSIGNATION des MATÉRIAUX	POIDS MOYEN du MÈTRE CUBE	RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT PAR CENTIMÈTRE CARRÉ		
		minima	maxima	moyenne
	kg.	kg.	kg.	kg.
Pierre de Fontadas	2 415	459	902	635
— de Nérigean	1 585	28	40	34
— de Nérigean	1 701	46	53	50
— de Peyrelebade	1 703	68	83	76
— de Rouet	1 618	50	60	57
— de Rouzo	2 065	220	364	303
— de Montagne	2 178	228	318	274
— de Saint-Christophe-des-Bardes	1 668	33	45	37
— d'Agde	2 403	403	564	473
— marbre de Faugères	2 706	1 146	1 384	1 296
— de Bréginnes	2 121	190	288	241
— de Nézignan-l'Evêque	2 219	230	267	248
Grès de Gabian	2 029	273	329	292
— de Lamalou	2 266	191	345	288
— de Villemagne	2 365	510	589	569
Pierre de Saint-Adrien	2 126	272	321	308
Grès de Villeneuvette	1 971	157	225	195
Pierre de Pouget grossière	1 719	45	61	53
Pierre de Pouget fine	1 930	84	103	91
Grès de Lodève	2 122	238	352	294
Pierre de Beaulieu	1 925	83	141	114
— de Saint-Geniès blanche	1 873	63	78	70
— de Saint-Geniès grise	2 052	126	179	149
— de Saint-Geniès Sussargues	1 746	72	93	81
— de Vendargues	2 139	194	207	201
— de Frontignan	2 725	763	1 149	919
— de Lacoste	2 703	970	1 232	1 116
— de Boisseron	1 918	83	106	97
— de Vautes	2 046	183	355	280
— de Loupian	2 725	1 026	1 208	1 157
— de Jalargues	1 893	85	108	102
— de Pignan	1 775	43	74	61
Marbre de Roquebrun griotte rouge	2 716	970	1 277	1 139
Marbre de Roquebrun calcaire bleu	2 684	550	920	703
Ille-et-Vilaine				
Granite de Louvigné	2 651	989	1 440	1 277
— de Combourg	2 684	1 333	1 424	1 408
Pierre de Vitré	2 461	847	1 268	1 118
— de Bois-Clair	2 500	580	1 152	882
Pierre blanche de Chasseneuil	2 220	345	374	361
Pierre de Pont-Chrétien garenne de la roche	2 068	137	205	168
Pierre de Pont-Chrétien Chabenet	1 760	35	50	39
Pierre de Villentrois carrière des Marins	1 513	66	78	73
Pierre de Villentrois autres carrières	1 638	58	100	78
Granite de Crevant	2 598	995	1 188	1 101
Pierre d'Ambrault	2 266	282	308	303
Pierre d'Ambrault	1 976	77	146	122

DÉSIGNATION des MATÉRIAUX	POIDS MOYEN du MÈTRE CUBE	RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT PAR CENTIMÈTRE CARRÉ		
		minima	maxima	moyenne
Indre-et-Loire	kg.	kg.	kg.	kg.
Tuffeau de Beaumont	1 387	57	59	58
Pierre de Cinq-Mars	1 477	37	46	41
— de Saint-Patrice	1 283	59	60	65
— de Noyant	2 069	172	222	199
— de Sainte-Maure	2 477	561	896	711
	2 306	420	629	496
— du Grand-Pressigny	2 312	314	526	464
— de Chédigny	2 362	397	439	413
— dure de Loches	2 452	847	1 010	909
	2 432	451	518	484
— tendre de Loches	1 485	59	75	67
— de Truyes	2 434	183	257	224
— de Charentilly	2 400	790	874	827
— de Semblançay	1 918	126	163	137
— de Saint-Saterne	1 730	76	105	92
— de Pernay	2 586	740	1 216	978
— de Fontanil	2 606	1 036	1 721	1 394
— de Ratz	2 662	712	1 346	1 095
Choin de Crémieux	2 586	1 177	1 288	1 226
	2 643	751	1 235	1 007
— de Montalien	2 675	973	1 840	1 315
Pierre de Lignet	2 753	603	1 326	834
— de Rovon	2 763	535	1 082	829
Pierre de l'Echaillon rose	2 435	410	707	467
Pierre de l'Echaillon blanche	2 552	498	873	652
Jura				
Pierre de Bellevoye	2 593	1 292	1 604	1 406
Pierre de Dôle banc franc	2 192	249	465	335
Pierre de Dôle banc Durçon	2 323	364	549	445
Pierre de Dôle Grand-Mont	2 701	1 367	1 472	1 419
Pierre de Dôle du Némond	2 660	806	1 106	966
Pierre-marbre de Sampans granite rosé	2 532	854	986	920
Pierre-marbre de Sampans rouge antique	2 566	737	887	812
Pierre-marbre de Sampans grain d'orge	2 514	743	781	762
Pierre-marbre de Sampans petits grains	2 593	939	1 155	1 047
Pierre-marbre de Sampans bancs divers	2 610	858	1 605	1 232
Pierre de Beaufort	2 690	958	1 104	1 025
— de Crançot	2 628	923	1 010	966
— de Saint-Maur	2 653	1 075	1 115	1 095
— de la carrière de l'Echand	2 712	1 713	1 886	1 779
— des Combes-Joyeuses	2 637	806	935	870
— de Thoissia	2 615	1 350	1 350	1 350
— d'Andelot	2 708	1 163	1 373	1 252
— de Champagnole	2 639	857	1 217	1 037
— de Cize	2 663	1 043	1 269	1 142
— de Plasne	2 687	939	998	972
— de Moirans	2 684	1 094	1 636	1 365
— de Saint-Romain	2 656	945	1 195	1 082

DÉSIGNATION des MATÉRIAUX	POIDS MOYEN du MÈTRE CUBE	RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT PAR CENTIMÈTRE CARRÉ		
		minima	maxima	moyenne
	kg.	kg.	kg.	kg.
Pierre du Grand-Plan	2 676	1 184	1 401	1 287
— de Fort-du-Plasme	2 682	811	954	877
Landes				
Pierre de Cassen	2 410	437	560	514
— de Saint-Martin-de-Seignaux	2 619	1 396	1 575	1 476
— de Mont-de-Marsan	2 039	91	131	106
— de Nabias	2 319	447	914	650
— de Roquefort	2 321	300	457	377
— de Saint-Justin	2 200	168	586	276
— de Bourdalat	1 570	16	19	18
— de Geaume	2 446	390	786	606
— de Mugron	2 485	730	932	826
— d'Audignon	2 569	934	1 209	1 070
Loir-et-Cher				
Pierre de Bois-Brûlé	2 585	586	823	653
— de Bourré	1 457	45	62	51
— de Pontlevoy	2 364	337	420	397
— de Noyers	1 376	45	54	49
Grès de la Grande-Barre tendre	1 922	83	107	94
Grès de la Grande-Barre dur	2 049	236	249	242
Pierre de Villiers craie dure	2 384	356	446	399
Pierre de Villiers craie demi-dure	1 743	98	128	109
Pierre de Villiers craie tendre	1 821	75	124	99
Loire				
Granite de Saint-Cyr	2 657	1 364	1 598	1 488
— de Moingt	2 542	588	919	740
— de Chatelus	2 608	1 348	1 939	1 607
Grès de Mazilly	2 381	296	1 362	781
Pierre de Saint-Denis-de-Cabanne	2 218	196	394	294
Granite de Renaison	2 612	1 227	1 785	1 531
Grès de Firminy	2 268	517	600	567
— de Roizey	2 635	1 523	1 832	1 711
— de Mouillon	2 421	634	781	717
Haute-Loire				
Grès de Langeac	2 484	736	813	776
Pierre de Saint-Roch	1 845	81	123	102
Brèche de Polignac	2 177	380	446	407
Pierre de Blavozy	2 320	608	777	653
Trachyte de la Pradette	2 536	867	958	895
— de Monac	2 379	791	930	871
— de Monistrol	2 628	1 012	1 410	1 163
— de Buniazet	2 666	945	959	952

DÉSIGNATION des MATÉRIAUX	POIDS MOYEN du MÈTRE CUBE	RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT PAR CENTIMÈTRE CARRÉ		
		minima	maxima	moyenne
Loire-Inférieure	kg.	kg.	kg.	kg.
Pierre de Nozay	2 705	541	755	631
— de Juigné	2 749	1 292	1 583	1 480
Granite de la Contric	2 590	1 209	1 357	1 283
Granite de Lavau	2 675	964	978	971
	2 606	1 778	1 908	1 843
Loiret				
Pierre de Briare	2 473	500	917	697
— de Mantelot	2 610	527	869	726
— de Montbouy	2 570	440	532	472
— de Beaugency	2 533	384	486	430
— de Fay	2 320	404	516	447
— de Saint-Fiacre	2 255	317	429	359
— de Coulmiers	2 530	367	425	404
— de la Chapelle	2 426	515	605	559
Lot				
Pierre de Saint-Médard	1 999	231	808	427
— de Frayssinet	2 208	275	312	291
— de Marminiac	2 167	228	254	243
— Puy-Lévêque	2 270	366	495	418
— de Saint-Michel	2 565	626	901	790
— de Glandy	2 595	1 051	1 309	1 185
— de Bassignac	2 020	105	169	142
— de Tombebiau	2 668	1 100	1 472	1 297
— de Las Carbonnières	2 282	162	220	198
— de Saint-Jean	2 314	563	925	693
— de Pech-Salvié	1 968	81	84	82
— de Gramat	2 561	836	1 474	1 016
Pierre de Péreyroux — bancs tendres	2 189	310	387	360
Pierre de Péreyroux — bancs durs	2 317	421	573	497
Pierre de Dégagnac	2 397	964	1 299	1 136
Lot-et-Garonne				
Pierre de Cacare	2 147	129	157	146
— de Vianne	2 545	768	1 373	1 083
— de Poudecop	2 548	955	1 147	1 017
— de Blanquefort	1 976	156	169	162
Pierre de Condat — dure	2 060	109	134	124
Pierre de Condat — tendre	1 913	63	95	81
Pierre de Condat — tendre (humide)	2 083	38	114	63
Lozère				
Pierre du Champ-du-Rat	2 572	842	1 162	981
Granite d'Arcomie	2 607	890	1 400	1 181
Grès de la Garde	2 308	686	849	794

DÉSIGNATION des MATÉRIAUX	POIDS MOYEN du MÈTRE CUBE	RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT PAR CENTIMÈTRE CARRÉ		
		minima	maxima	moyenne
	kg.	kg.	kg.	kg.
Grès du Roure	2 414	789	926	869
— des Balmelles	2 413	673	879	750
Granite d'Estables	2 827	970	1 260	1 107
Maine-et-Loire				
Granite de Bécon	2 570	1 043	1 392	1 214
Grès de Vieil-Baugé	2 289	592	939	708
Pierre des Rairies	2 047	250	301	278
Grès de Gennes	2 339	1 068	1 194	1 114
Tuffeau de Saumoussay-Saint-Cyr	1 330	51	69	60
— de Rochenard	1 237	43	48	45
Porphyre du Bec-d'Oudon	2 622	2 350	2 987	2 609
Manche				
Granite des îles Chaussey	2 747	848	903	875
— de Sainte-Pience	2 704	1 191	1 434	1 308
— de Saint-James	2 641	714	1 479	881
— de Diélette	2 729	947	1 010	976
— de Fermanville	2 669	646	751	698
Pierre de Montmartin	2 660	1 285	1 325	1 303
Granite de Gathemo	2 870	1 193	1 266	1 229
— de Réville	2 632	798	874	833
Pierre de Valognes	2 264	238	275	254
Marne				
Pierre de Comblizy	2 386	520	884	666
Roche blanche d'Hermonville } carrière des Buttes	2 680	375	523	423
Roche blanche d'Hermonville } carrière de Luthernay	2 188	290	310	299
Liais de Courville	2 133	318	387	352
Pierre de Villette	2 240	310	483	412
Pierre d'Hermonville { grise	2 213	210	322	269
Pierre d'Hermonville { blanche	2 194	292	332	310
Pierre de Vandeuil { liais	2 139	387	528	444
Pierre de Vandeuil { roche grise	2 224	337	510	418
Pierre de Magneux	2 041	326	334	329
Marne (Haute-)				
Pierre d'Arc	2 148	143	172	153
— de Bugnières	1 999	147	273	182
— de Leffonds	2 148	159	197	181
— de Brainville	2 253	234	320	266
— de la Maladière	2 103	145	227	172
— de Crenay	2 110	117	120	118
Pierre de Lamothe { grain de navette	2 093	253	420	312
Pierre de Lamothe { banc inférieur	2 283	241	309	279
Pierre de Biesles	2 265	220	507	363
— d'Esnouveaux	2 122	323	446	367

DÉSIGNATION des MATÉRIAUX	POIDS MOYEN du MÈTRE CUBE	RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT PAR CENTIMÈTRE CARRÉ		
		minima	maxima	moyenne
	kg.	kg.	kg.	kg.
Pierre de Chalvraines	2 273	288	543	408
— de Grenan	2 667	650	672	661
— de Cohons	2 259	118	219	164
— de la Fontaine-au-Bassin	2 345	280	390	347
Grès de Provenchères	2 046	516	577	549
Pierre de Rolampont	2 473	337	446	408
— de Prauthoy	2 520	581	641	618
Pierre de Chevillon — carrière de la Croix-Flageollet	1 919	153	178	163
Pierre de Chevillon — carrière de la Croix-Flageollet	2 018	262	397	311
Pierre de Chevillon — carrière de Lalandre	2 176	386	512	431
Pierre de Sombreuil	1 771	79	112	91
Mayenne				
Pierre-marbre de Saint-Berthevin	2 700	759	892	825
Granite d'Izé	2 729	1 643	1 711	1 682
Meurthe-et-Moselle				
Pierre du Pas-Bayard	2 087	169	221	197
Grès de Baccarat — carrière Husson	2 004	330	352	344
Grès de Baccarat — carrière Villermain	1 951	244	304	281
Grès de Bréménil	2 100	495	549	530
Grès de Merviller — carrière Thiriet	2 056	419	457	442
Grès de Merviller — carrière Finance	2 078	517	539	525
Grès de Pexonne	2 029	438	476	454
Pierre de Balin	2 164	236	282	257
Roche de Villiers-lès-Nancy	2 475	510	740	609
Pierre de Puvenelle	2 241	421	449	439
— de Viterne	2 304	629	678	659
— de Crépey	2 199	304	358	336
Roche de Liverdun	2 400	308	731	515
Pierre de Manonville	2 196	302	334	315
— des Quatre-Vaux	2 159	295	363	318
— de Gondreville	2 238	334	447	389
Meuse				
Pierre de Savonnières	1 676	37	201	94
Pierre de Savonnières	1 879	22	197	71
— de Combles	1 347	77	82	79
— de Givrauval	2 171	420	490	458
Pierre de Savonnières — sèche	1 806	65	151	116
Pierre de Savonnières — humide	2 033	54	141	93
Pierre de Bure	2 133	180	202	192
Liais de Morley — demi-dur	2 101	148	341	263
Liais de Morley — dur	2 173	380	470	425
Pierre d'Enville	2 319	205	493	328
— de Lérouville	2 352	169	512	298

DÉSIGNATION des MATÉRIAUX	POIDS MOYEN du MÈTRE CUBE	RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT PAR CENTIMÈTRE CARRÉ		
		minima	maxima	moyenne
	kg.	kg.	kg.	kg.
Pierre de Saint-Joire	2 214	277	311	292
— de Chaillon	2 348	421	434	426
— de Seuzey	2 202	343	388	370
— de Varvinay	2 299	250	285	264
	2 336	273	446	352
— de Reffroy	2 186	392	536	462
	2 095	161	211	180
— de Chauvency	1 993	69	221	145
— de Montmédy	2 093	96	151	127
— de Villecloye	2 187	142	197	171
— de Saint-Laurent	1 942	66	130	92
— de Luzy	2 158	121	188	151
— d'Olizy	1 890	127	148	135
— de Bras	2 260	181	419	257
— d'Haudiomont	2 225	180	293	236
— d'Ambly	2 377	174	280	214
— de Dieuë	2 120	124	143	136
Morbihan				
Granite du Blavet	2 617	1 090	1 287	1 188
— de l'Hôpital-au-Robin	2 562	403	532	454
— du Coëlo	2 574	511	605	570
— de Pontivy	2 644	1 189	1 292	1 250
	2 562	463	1 102	806
— de Saint-Jean-la-Poteric	2 624	833	1 036	921
— de Kerboulard	2 491	253	375	333
Granite de Talhouët	2 515	559	648	591
— de Loqueltas	2 602	671	1 263	923
— de l'Ile-aux-Moines	2 559	471	947	695
Nièvre				
Pierre de Chevroches blanche	2 483	543	746	624
Pierre de Chevroches grise	2 387	371	634	503
Pierre de la Manse blanche	2 397	373	409	387
Pierre de la Manse grise	2 443	373	509	458
Granite de Lormes	2 632	662	692	672
Pierre de Menée	2 541	508	562	526
— de Donzy	2 075	226	249	242
— de Narcy	2 381	425	508	469
— de Varennes-lès-Narcy	2 330	281	330	306
— de Bulcy	2 314	247	289	268
— de Malvaux	2 133	145	205	178
Liais de Champcelay	2 400	842	1 019	910
— des Vergers	2 207	365	420	381
Pierre de Champlemy	2 422	428	515	467
Nord				
Pierre de Marbaix	2 719	985	1 078	1 031

DÉSIGNATION des MATÉRIAUX	POIDS MOYEN du MÈTRE CUBE	RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT PAR CENTIMÈTRE CARRÉ		
		minima	maxima	moyenne
	kg.	kg.	kg.	kg.
Pierre de Haut-Lieu	2 666	1 919	2 050	1 962
— de Rocq	2 708	791	1 396	967
— de Morenrieux	2 737	1 249	1 346	1 483
Oise				
Pierre de Saint-Leu — roche	1 806	97	165	122
Pierre de Saint-Leu — vergelé	1 632	56	85	72
Pierre de Saint-Leu — vergelé humide	1 917	44	52	48
Pierre de Foulanges — vergelé fin	1 662	84	84	84
Pierre de Foulanges — vergelé ordinaire	1 593	64	64	64
Pierre de Foulanges — gros vergelé	1 670	52	52	52
Pierre de Foulanges — pierre grasse	1 491	48	48	48
Pierre de Neuilly	1 556	55	65	58
Pierre de Neuilly	1 878	33	43	39
Pierre de Rousseloy — vergelé sec	1 506	35	65	51
Pierre de Rousseloy — vergelé humide	1 813	27	35	31
Pierre d'Autrèches	1 583	78	91	86
— d'Antilly	2 037	155	191	171
Pierre de Saint-Quentin — roche dure	2 276	684	795	742
Pierre de Saint-Quentin — roche demi-dure	2 009	251	284	269
Pierre de Saint-Quentin — roche franche	1 788	98	165	122
Pierre de Saint-Quentin — grasse	1 683	50	80	60
Pierre de Saint-Maximin — roche	2 257	278	521	415
Pierre de Saint-Maximin — roche	2 118	239	292	267
Pierre de Saint-Maximin — demi-roche	1 758	96	124	111
Pierre de Saint-Maximin — vergelé fin	1 693	59	88	74
Pierre de Saint-Maximin — banc royal	1 722	82	118	97
Pierre de Saint-Maximin — vergelé grossier	1 740	82	93	85
Pierre de Saint-Maximin — roche humide	2 285	184	322	255
Pierre de Saint-Maximin — banc royal humide	1 960	52	74	67
Pierre de Saint-Vaast — roche grise	2 090	278	412	337
Pierre de Saint-Vaast — roche blanche	1 986	142	292	222
Pierre de Saint-Vaast — banc royal	1 746	95	215	127
Pierre de Saint-Vaast — vergelé	1 534	55	67	62
Pierre de Béthisy — liais	2 155	314	340	331
Pierre de Béthisy — roche	1 910	217	238	225
Pierre de Béthisy — demi-roche	1 946	169	252	210
Roche d'Aumont	2 202	370	468	404
Liais de Senlis ou de Mont-l'Evêque	2 146	375	455	406
Pierre de Mont-l'Evêque — banc blanc	1 931	207	275	250
Pierre de Mont-l'Evêque — banc humide	2 121	114	178	148
Pierre d'Orry-la-Ville — roche fine	2 241	276	771	506
Pierre d'Orry-la-Ville — demi-roche	1 669	81	112	97
Pierre d'Orry-la-Ville — vergelé	1 568	73	83	80
Liais de Senlis — sec	2 407	684	1 140	885
Liais de Senlis — saturé d'eau	2 504	615	917	770
Orne				
Granite d'Alençon	2 610	721	1 731	1 046

DÉSIGNATION des MATÉRIAUX	POIDS MOYEN du MÈTRE CUBE	RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT PAR CENTIMÈTRE CARRÉ		
		minima	maxima	moyenne
	kg.	kg.	kg.	kg.
Pierre de Saint-Martin-des-Champs. .	2 403	326	370	341
— de Chambois	1 868	47	53	50
— d'Echauffour	2 632	654	802	742
Granite de Landisacq	2 748	1 010	1 033	1 021
Grès de Pouvrai	2 541	986	1 099	1 042
Pierre du Bois-Férédin	2 327	198	327	236
— de Champaillaume	1 357	49	68	56
— de la Mariette	2 339	651	738	704
Pas-de-Calais				
Marbre ou stinkal de Ferques	2 712	858	1 650	1 112
Marbre de Ferques — Lunel	2 711	855	1 619	1 073
Marbre de Ferques — Napoléon et Régnier . .	2 708	412	1 071	773
Marbre de Rinxent — Haut banc . . .	2 709	935	1 687	1 140
Marbre de Rinxent — Joinville	2 701	840	1 255	957
Marbre de Rinxent — Vallée heureuse.	2 710	805	871	1 302
Pierre de Marquise — les Calodes. . .	2 355	230	500	339
Pierre de Marquise — les Warennes. .	2 294	246	543	358
Pierre de Tournehem.	1 435	45	56	52
Puy-de-Dôme				
Granite de Tarrit.	2 619	877	887	872
Grès d'Escolore — tendre.	2 217	420	521	499
Grès d'Escolore — dur	2 231	996	1 017	1 006
Trachyte du Mont-Dore.	2 303	582	626	604
Grès de Ravel	2 226	429	459	438
Trachyte de Besse	2 334	403	475	427
Pierre de Glénat	2 490	463	810	630
Syénite de Mouleix	2 473	723	943	862
Lave de Pontgibaud.	2 281	442	471	456
Lave de Volvic	2 072	283	566	413
Granite de Chantelauze	2 642	980	1 989	1 621
— de Fagot	2 547	792	907	849
Pyrénées (Basses-)				
Pierre de Bidache.	2 423	451	588	505
— de Rhune	2 554	1 158	1 807	1 412
— d'Urrugne	2 714	1 296	1 355	1 329
— Mauléon.	2 639	856	1 535	1 184
Grès d'Arradoy.	2 623	838	924	877
Pierre de Harriguia — carrière de Laguinge.	2 711	966	1 500	1 293
Pierre de Harriguia — carrière de Caro . . .	2 686	1 204	1 479	1 308
Pierre marbre d'Izeste — clair rosé . .	2 715	889	1 017	977
Pierre marbre d'Izeste — noir bleuâtre.	2 757	976	1 116	1 068
Pierre de Louvie	2 706	999	1 474	1 170
— Rébénacq	2 710	1 434	1 842	1 609
— Meyracq.	2 695	1 313	1 780	1 555

DÉSIGNATION des MATÉRIAUX	POIDS MOYEN du MÈTRE CUBE	RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT PAR CENTIMÈTRE CARRÉ		
		minima	maxima	moyenne
	kg.	kg.	kg.	kg,
Pierre d'Eysus — La Grange-Lamaison.	2 703	858	1 112	973
Pierre d'Eysus — La Grange-Domecus	2 695	723	1 158	920
Pierre d'Eysus — Saint-Christian . . .	2 753	1 134	1 544	1 348
Pierre d'Eysus — Arudy	2 704	995	1 539	1 065
Pierre de Béreux	2 676	574	704	629
Pierre de Laas — Lou blanc	2 633	761	887	825
Pierre de Laas — Lou gris.	2 691	1 185	1 187	1 186
Pierre de Montfort	2 718	1 012	1 033	1 026
	2 642	695	1 187	954
Pierre de Laas — 14e banc.	2 683	969	1 017	994
Pierre de Laas — 15e banc.	2 706	753	808	760
Grès de Bouzon — banc Malborough . . .	2 686	1 557	1 738	1 684
Grès de Bouzon — banc fort.	2 661	1 211	1 900	1 602
Grès de Bouzon — banc fin	2 683	1 359	2 002	1 703
Grès de Bouzon — banc fin (carrière Pabine).	2 655	1 419	1 836	1 629
Pierre d'Aros — banc fort	2 678	1 391	1 802	1 631
Pierre d'Aros — banc blanc.	2 192	1 373	1 570	1 462
Pyrénées (Hautes-)				
Dalles de Lourdes.	2 664	668	715	687
Pierre de Lourdes.	2 571	463	1 074	759
— de Montgaillard.	2 528	426	880	631
Pyrénées-Orientales				
Granite de Corsavy	2 710	1 287	1 674	1 446
Pierre de Reynès	2 680	1 027	1 239	1 104
Brèche de Baixas.	2 746	651	865	710
Pierre de Las Fons.	2 483	282	341	312
— de Maury.	2 257	425	555	507
— de Saint-Antoine	1 756	147	176	163
Granite de la Llagonne	2 510	423	561	466
— des Arcs	2 595	1 289	1 443	1 363
Pierre de Villefranche.	2 712	713	797	757
Granite de Dorres.	2 724	711	761	744
Rhône				
Pierre de Bully	2 576	622	862	741
— de Glay	2 295	229	332	295
— de Dardilly.	2 581	751	976	857
— de Saint-Fortunat.	2 587	542	869	723
Granite d'Oullins — carrière de Revoyet . . .	2 632	736	1 381	1 169
Granite d'Oullins — carrière de Montagny. . .	2 782	851	1 167	1 009
Pierre de Lucenay.	2 288	380	504	451
Saône (Haute-)				
Pierre d'Autrey.	2 455	358	536	444
— d'Auvet	2 505	1 226	1 424	1 326

DÉSIGNATION des MATÉRIAUX	POIDS MOYEN du MÈTRE CUBE	RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT PAR CENTIMÈTTE CARRÉ		
		minima	maxima	moyenne
	kg.	kg.	kg.	kg.
Pierre de Raucourt	2 604	606	697	638
Pierre de la Jeunesse — banc jaune blanc	2 682	1 686	1 801	1 732
Pierre de la Jeunesse — banc bleu jaune	2 654	1 478	1 843	1 632
Pierre de la Jeunesse — banc blanc	2 583	1 409	1 748	1 572
Pierre de la Jeunesse — banc rose	2 600	1 176	1 426	1 316
Pierre de la Jeunesse — banc bleu	2 642	1 494	1 801	1 612
Pierre de Gy	2 600	529	777	622
— de Chaumercenne	2 591	524	651	565
Grès de Frédéric-Fontaine	2 168	360	420	388
— de Saint-Germain	2 139	459	572	495
— de Luxeuil	2 043	311	387	352
— de Fontaines	2 144	434	550	488
Pierre de Courchaton	2 553	596	756	648
— de Saint-Sulpice	2 660	770	846	790
Grès de Sénargent	2 049	343	355	347
Pierre de Noroy-le-Bourg	2 610	598	856	739
— d'Andelarrot	2 599	514	596	544
Saône-et-Loire				
Pierre de Curgy	2 676	565	694	607
Grès de Saint-Léger	2 068	203	241	213
Pierre de la Roche-Mouron	2 506	594	944	750
— de Buxy	2 666	1 007	1 156	1 090
— de Montagny	2 663	755	945	808
— de Laives	2 586	828	1 166	1 060
— de Saint-Maurice	2 490	220	420	354
Grès de Saint-Symphorien	2 206	53	93	72
Pierre de Saint-Agnan	2 438	496	549	514
— de Saint-Vincent	2 484	499	641	568
— des Créteaux	2 549	258	470	374
— de Génelard	2 603	869	1 051	954
— de Chardonnay	2 357	466	633	578
— de Saint-Martin-de-Sénozan	2 591	583	811	660
— de Tournus	2 376	409	458	431
— de Tournus	2 302	370	430	397
— de Tournus	2 330	171	267	215
Sarthe				
Pierre de Noyen	2 275	230	251	241
Tuffeau de Mayet	1 353	36	44	41
— de Morier	1 343	46	53	49
Grès de la Fontaine-Saint-Martin	2 413	886	886	886
Pierre marbre de Tertre	2 698	1 038	1 108	1 071
Grès de la forêt de Bonnétable	2 521	1 128	1 301	1 214
Pierre de Villaines — sèche	1 737	48	93	67
Pierre de Villaines — humide	1 962	44	60	55
— de Bernay — banc jaune	2 307	309	495	383
— de Bernay — Crassier	2 304	407	485	449
— de Bernay — gros banc roux	2 152	241	287	269

DÉSIGNATION des MATÉRIAUX	POIDS MOYEN du MÈTRE CUBE	RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT PAR CENTIMÈTRE CARRÉ		
		minima	maxima	moyenne
	kg.	kg.	kg.	kg.
Pierre de Bernay { pierre blanche	2 208	303	380	349
Pierre de Bernay { pierre blanche	2 120	233	323	267
— de Crannes	2 180	211	223	216
— de Loué { blanchâtre	2 123	175	226	201
— de Loué { blanc jaunâtre	2 223	195	319	282
Tuffeau de Parigné	1 251	29	39	32
Pierre d'Etival { banc rouge	2 213	267	492	348
Pierre d'Etival { banc gris	2 208	344	415	371
Tuffeau de Poncé { sec	1 197	34	41	37
Tuffeau de Poncé { humide	1 615	25	32	28
Grès de Dollon	2 428	376	460	434
Savoie				
Pierre de Grésy-sur-Isère	2 734	1 116	1 196	1 165
Pierre de Grésy-sur-Isère	2 716	845	939	880
Molasse d'Aix-les-Bains	2 279	227	260	240
Pierre d'Antoger	2 699	719	1 152	939
— de Curienne	2 714	712	1 317	966
— d'Yenne	2 680	857	1 178	1 037
Marbre du détroit de Cieix	2 748	584	775	649
— de Chatelard	2 736	666	773	719
Protogine d'Epierre	2 650	1 026	1 176	1 103
Savoie (Haute-)				
Pierre d'Anncey	2 686	1 229	1 297	1 257
Pierre d'Anncey	2 701	823	1 130	971
— de Talloires	2 681	866	1 221	1 057
— des Morettes	2 705	1 343	1 517	1 403
Grès d'Ayse	2 498	953	999	983
Pierre de Pontchy	2 699	848	904	870
Protogine de Chamonix	2 574	849	985	917
Pierre de Cluses	2 700	636	948	796
— de Magland	2 722	1 173	1 378	1 270
Tuf de Saint-Jeoire	1 431	41	49	45
Pierre-marbre de Sixt { banc gris	2 676	1 121	1 509	1 278
Pierre-marbre de Sixt { banc noir	2 691	»	»	1 615
Grès de Saint-Cergues	2 520	1 011	1 138	1 066
Pierre de Cruseilles	2 697	812	972	911
— de Monnetier	2 622	805	866	826
Granite des Alpes	2 655	1 151	1 152	1 151
Grès de Ravoire	2 511	792	875	839
Granite de Présilly	2 638	1 409	1 728	1 617
Seine				
Roche de Nanterre	2 106	228	498	341
Vergelé de Nanterre	1 471	36	52	44
Pierre de Bagneux	2 210	134	547	270
Liais de Bagneux	2 485	644	769	688

DÉSIGNATION des MATÉRIAUX	POIDS MOYEN du MÈTRE CUBE	RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT PAR CENTIMÈTRE CARRÉ		
		minima	maxima	moyenne
	kg.	kg.	kg.	kg.
Roche de Châtillon	2 309	255	547	374
Banc royal de Châtillon	1 969	107	320	235
Pierre de Clamart — cliquart	2 455	449	658	577
Pierre de Clamart — roche	2 301	201	679	430
Pierre de Clamart — banc royal	1 962	108	248	170
— du Moulin — banc franc	2 067	122	371	225
— du Moulin — plaque douce	1 816	66	191	128
— du Moulin — banc royal	1 854	126	142	136
— du Moulin — lambourdes	1 602	41	116	66
Pierre d'Ivry — banc gris	2 138	241	498	352
Pierre d'Ivry — banc franc	2 100	143	321	238
Pierre d'Ivry — lambourdes	1 920	77	246	131
Pierre de Vitry — banc franc	2 166	191	481	318
Pierre de Vitry — banc d'argent	2 098	140	383	266
Pierre de Vitry — banc royal	1 832	115	181	148
Pierre de Vitry — roche douce	1 906	159	178	167
Seine-et-Marne				
Pierre de Château-Landon — 1er banc	2 503	626	1 317	1 051
Pierre de Château-Landon — 2e banc	2 531	648	766	725
Pierre de Souppes	2 584	675	907	795
Seine-et-Oise				
Pierre de Damply — vergelé	1 438	49	60	53
Pierre de Damply — banc royal tendre	1 500	57	75	65
Pierre de Damply — dure	2 430	383	835	596
— de Chérence	2 239	343	475	435
	2 236	303	354	328
— de Parmain	1 650	76	93	86
	1 581	51	53	52
— de Mériel — banc royal	1 644	55	62	58
— de Mériel — banc franc	1 992	141	243	208
— de Méry — banc royal dur	1 846	75	182	131
— de Méry — banc royal tendre	1 693	58	100	71
— de l'Abbaye	1 717	79	101	94
— de Marly — roche fine	1 761	121	139	134
— de Marly — banc franc	1 829	78	132	97
— de Marly — banc royal	1 700	66	158	91
— de Marly — liais	2 174	211	590	396
Pierre de Saillancourt — banc du milieu	2 132	250	304	268
Pierre de Saillancourt — banc de fond	2 220	307	506	393
Pierre de Houilles — banc blanc	1 465	39	43	40
Pierre de Houilles — vergelé grignard	1 473	47	56	53
Pierre de Houilles — banc jaune	1 446	43	50	47
— de Saint-Nom	2 228	255	631	395
— de Tessancourt	2 302	389	446	421
— de Conflans — banc royal	2 007	137	249	198
— de Conflans — vergelé	1 810	60	117	89
— de Conflans — roche	1 780	114	144	127

DÉSIGNATION des MATÉRIAUX	POIDS MOYEN du MÈTRE CUBE	RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT PAR CENTIMÈTRE CARRÉ		
		minima	maxima	moyenne
	kg.	kg.	kg.	kg.
Roche de Poissy	2 166	219	815	392
Pierre des Carrières-sous-Bois — vergelés blancs.	1 797	70	113	90
Pierre des Carrières-sous-Bois — bancs francs.	1 526	38	64	53
Pierre des Carrières-sous-Bois — bancs humides.	1 854	22	42	35
Pierre des Carrières-sous-Bois — bancs royals.	1 882	173	271	209
Pierre des Carrières-sous-Bois — bancs royals.	2 039	82	194	114
Pierre des Carrières-sous-Bois — bancs humides.	1 628	105	142	126
Pierre des Carrières-sous-Bois — bancs humides.	1 928	64	93	78
Deux-Sèvres				
Granite de Putigny	2 627	1 025	1 149	1 076
— du Moulin-Neuf	2 674	1 171	1 814	1 513
Tuffeau de Tourtenay	1 381	51	68	59
Pierre de Melle	2 063	222	272	240
— de Niort	1 994	185	311	250
— de Bégrolle	2 247	273	323	310
— de Chavagné	2 058	209	251	236
Granite de Moncoutant	2 703	779	1 577	1 120
— de Trébesse	2 649	973	1 521	1 171
Somme				
Pierre de Liécourt	1 522	91	96	93
— de Passillon	2 156	437	845	617
Tarn				
Grès de Monestiès	2 446	699	749	716
Grès de Lombers	2 408	421	481	448
Pierre de Cabrol	2 284	752	929	845
Grès de Navès	2 179	260	318	372
Granite de Mazamet	2 713	1 045	1 087	1 066
— de Sidobre	2 652	981	1 096	1 038
Tarn-et-Garonne				
Pierre de Maubec	2 375	251	802	527
	2 461	603	875	739
— de Gasques	2 391	789	1 129	935
— de Goudourville	2 523	660	743	710
	2 165	199	237	222
— de Septfonds	2 680	866	1 084	950
— de Caylus	2 330	747	976	857
— de Bruniquel — 1er banc	2 522	740	834	809
— de Bruniquel — 2e banc	2 479	807	1 017	932
— de Bruniquel — 3e banc	2 531	1 050	1 207	1 132
— de Bruniquel — 4e banc	2 452	744	925	812
— de Bruniquel — 5e banc	2 392	935	1 016	972
— des Auques	2 643	750	753	751
— du Terre-Blanc	2 214	360	610	424

DÉSIGNATION des MATÉRIAUX	POIDS MOYEN du MÈTRE CUBE	RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT PAR CENTIMÈTRE CARRÉ		
		minima	maxima	moyenne
	kg.	kg.	kg.	kg.
Pierre de Saint-Antonin	2 425	680	837	761
Pierre de Lexos — moduleuse, roussâtre	2 609	747	920	835
Pierre de Lexos — cristalline, gris, bleuâtre	2 673	1 217	1 536	1 400
Pierre de Lexos — compacte	2 624	1 155	1 445	1 305
Pierre de Lexos — gréseuse	2 148	387	407	396
Var				
Pierre des Roches	2 657	561	1 221	854
Serpentine de Cavalaire	2 512	713	785	740
Pierre de la Cadière	2 686	1 207	1 406	1 280
— de Tourris	2 639	819	1 074	878
Vaucluse				
Pierre de Saint-Symphorien	2 028	145	170	158
Pierre de la roche d'Espeil — blanche	1 892	138	167	154
Pierre de la roche d'Espeil — bleue	2 347	338	394	370
Pierre de Lacoste	1 738	74	84	79
— de Ménerbes — sèche	1 807	69	96	78
— de Ménerbes — humide	2 031	51	71	64
— d'Oppèdes — sèche	1 153	138	259	177
— d'Oppèdes — humide	2 139	128	138	131
— du Clos-Tondu	2 167	159	219	182
— de Courthézon	1 904	82	101	92
	2 102	148	170	157
— de Taillades	2 052	83	92	87
— de Caromb	2 175	235	251	242
— de Grillon	2 120	184	257	212
— de Venasque	2 138	203	352	253
— du Chassis	2 124	254	276	264
— de Beaumont	2 024	161	186	171
— de Sérignan	1 864	57	61	59
— de Vaison	2 557	996	1 146	1 089
Vendée				
Pierre de la Tête-Noire	2 027	160	202	188
— de la Gajonnière	2 066	152	163	158
— de Mérité — banc chandelle	2 098	228	274	255
— de Mérité — banc jaune	2 096	320	339	332
— de Mérité — banc doux	2 089	335	370	347
— de Mérité — gros banc	2 028	267	327	292
— de Mérité — banc gris	2 087	262	337	293
— de Mérité — banc bleu	2 047	213	296	265
— de Mérité — banc roux	3 132	265	276	270
— de Mérité — banc piozou	2 122	203	300	240
Granite de Chaillé-les-Ormeaux	2 661	943	1 056	1 000
— bleu de Bourg	2 632	993	1 201	1 100
— de Mortagne	2 622	1 013	1 326	1 161
— des Lucs	2 600	»	»	800

DÉSIGNATION des MATÉRIAUX	POIDS MOYEN du MÈTRE CUBE	RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT PAR CENTIMÈTRE CARRÉ		
		minima	maxima	moyenne
	kg.	kg.	kg.	kg.
Pierre de Sallertaines	1 740	54	60	56
Granite d'Avrillé	2 660	»	»	1 050
Vienne				
Tuffeau d'Antoigné	1 384	68	113	92
Pierre de Roussillon	2 290	316	406	367
Tuffeau de Loudun	1 372	55	77	64
Pierre de Chauvigny	2 288	286	699	469
Pierre de Saint-Pierre-les-Églises, 1er banc	2 251	384	453	423
Pierre de Saint-Pierre-les-Églises, 2e banc	2 267	395	421	409
Pierre de Gouex	2 228	334	403	379
— de Lussac	2 365	497	603	527
— de la Tranchaye	1 981	178	219	198
— de Croix-Guionné	2 288	410	515	470
— de Valleyrault	2 298	283	499	404
Pierre de Château-Gaillard ou de la Planterie, Château-Gaillard	2 205	107	463	201
Pierre de Château-Gaillard ou de la Planterie, Planterie, 1er banc	1 929	107	179	131
Pierre de Château-Gaillard ou de la Planterie, Planterie, 2e banc	1 885	170	200	186
Pierre de Château-Gaillard ou de la Planterie, Planterie, 3e banc	1 970	114	172	139
Pierre de Château-Gaillard ou de la Planterie, Planterie, 4e banc	1 882	97	130	113
Pierre de Château-Gaillard ou de la Planterie, Planterie, 5e banc	1 976	179	238	215
Pierre du Pré-Armé, 1er banc	2 270	723	924	838
Pierre du Pré-Armé, 2e banc	2 059	326	495	434
Pierre du Pré-Armé, 3e banc	2 366	858	1 288	1 115
Pierre de Bonnillet	2 086	164	217	198
— de la Fontaine-du-Breuil	2 223	227	555	364
— de Brétigny	2 232	248	632	382
— de Lavoux	2 082	174	393	223
— de Lavoux	2 077	211	415	344
— de Tercé	2 068	150	348	287
— de Vouillé	2 148	431	481	449
Vienne (Haute-)				
Pierre de Blond	2 543	687	785	736
— du Dorat	2 700	803	803	803
— de Faneix	2 525	591	597	594
— de Saint-Jouvent	2 433	599	608	603
Granite des Allois	2 637	1 296	1 482	1 392
Pierre d'Ouradour	2 589	567	570	568
— de Cognac	2 586	403	542	490
— de Saint-Cloud	2 507	749	902	809
Granite des places	2 575	1 060	1 378	1 194
Pierre de Saint-Vitte	2 620	930	1 728	1 431
Vosges				
Grès des Vosges, carrières du Pont-du-Coney	2 047	459	530	498
Grès des Vosges, carrières des Rapailles	2 096	202	255	234
Grès des Vosges, carrières de Saut-le-Cerf	2 056	225	427	299

DÉSIGNATION des MATÉRIAUX			POIDS MOYEN du MÈTRE CUBE	RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT PAR CENTIMÈTRE CARRÉ		
				minima	maxima	moyenne
			kg.	kg.	kg.	kg.
Grès des Vosges	carres	des Forges	2 030	280	306	289
		de Bru	2 037	198	213	205
		de Mettendal	2 035	295	342	317
		de Thiélouze	1 986	368	491	444
		du Ruisseau-de-Pierroy	2 008	365	388	377
		de la Fontaine-Grillot	1 952	239	310	280
		de la Brosse	2 021	460	475	465
		du Couvent	2 252	538	646	593
		de la Madeleine	2 197	619	636	626
Pierre de Fréville			2 398	438	514	468
Grès blanc du Val-d'Ajol	carrières	de la Chaume	1 998	279	284	281
		des Voisieux	2 201	446	568	511
Granite des Vosges	carrières	de Gérardmer	2 690	713	815	717
		de Culcoinin	2 667	1 444	2 682	2 027
Yonne						
Pierre de Charentenay		banc royal	1 947	105	135	121
		banc royal fin	1 906	171	274	203
		fin humide	2 196	165	194	183
Pierre des Andryes			2 444	362	793	595
Pierre de Courson		bancs royals	1 888	80	159	116
		bancs humides	2 163	65	109	90
Pierre de Druyes			2 250	216	655	380
Pierre des Fourneaux		bancs supérieurs	1 817	122	141	130
		banc royal	1 843	91	108	100
		banc royal humide	2 092	73	86	77
		bancs inférieurs	1 964	190	253	234
Pierre de Molesmes		banc royal	1 846	83	132	96
		banc humide	2 116	67	88	76
Pierre de Taingy		banc royal	1 840	90	150	114
		banc humide	2 087	80	100	89
Pierre de Lainsecq			2 215	259	400	326
— de Thury			1 829	117	136	123
Grès de Treigny		banc supérieur	2 704	1 046	1 181	1 114
		banc inférieur	2 595	707	850	761
Pierre de Cravant		banc cadette (Cavillon)	1 792	164	209	184
		banc royal	1 766	128	151	141
		banc de sous-pied	1 865	119	159	142
		banc royal (Puissant)	1 863	120	167	139
		banc royal humide	2 089	60	106	86
Pierre d'Anstrudes		blanche (Perreau)	2 126	379	431	404
		jaune (Perreau)	2 206	474	582	524
		jaunâtre (Thauron)	2 319	561	589	572
Pierre des Souillats			2 194	449	552	455
— de la Perrière			2 509	504	633	598
— d'Annoux			2 500	600	739	670
— de Civry			2 339	448	473	455
— des Zées			2 485	763	1 026	877

DÉSIGNATION des MATÉRIAUX		POIDS MOYEN du MÈTRE CUBE	RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT PAR CENTIMÈTRE CARRÉ		
			minima	maxima	moyenne
		kg.	kg.	kg.	kg.
Pierre de Coutarnoux	blanche	2 060	223	277	250
	blanc jaunâtre	2 179	320	377	334
	grise	2 355	500	513	508
Pierre de Talcy		2 557	628	667	657
Pierre d'Avrigny	blanche	2 344	361	416	383
	grise	2 501	651	679	668
	grise	2 463	404	494	469
Pierre de Chassignelles	liais dur	2 565	1 048	1 591	1 357
	pierre marbrée d'Ancy-le-Franc	2 592	928	1 335	1 139
	des Abros	2 534	714	1 152	875
	blanche de Chassignelles	2 340	383	884	554
Roche du Larrys-Blanc		2 241	574	675	633
Liais du Larrys-Blanc		2 122	368	428	386
Pierre du Larrys-Blanc	pierre marbre	2 487	892	997	929
	liais	2 509	758	869	822
	roche grise	2 385	636	733	682
	roche blanche	2 268	385	560	492
Pierre de Lézinnes		2 365	415	856	660
Pierre de Ravières	liais	2 193	241	322	276
	roche	2 197	287	453	336
	fine jaunâtre	2 313	587	661	631
	liais très fin	2 212	390	425	406
	liais fin	2 158	325	342	335
	Ravières veiné	2 255	292	314	299
	dure	2 297	459	617	552
Pierre de Méreuil	liais	2 386	909	1 122	1 020
	5e banc	2 372	944	1 068	993
Pierre de Gigny		2 323	561	627	594
Pierre d'Angy	ordinaire	1 796	154	210	178
	ordinaire humide	2 058	114	167	143
	9e banc	1 858	204	250	232
Liais de Grimault	banc de roche	2 577	662	1 520	1 133
	liais dur	2 512	991	1 499	1 174
	liais tendre	2 324	857	1 009	938
Pierre de Tonnerre	gros banc	1 796	180	207	193
	bancs royals	1 901	241	319	282
Pierre d'Yrouerre		1 849	211	252	238

2° BRIQUES

DÉSIGNATION DES BRIQUES	POIDS DU MÈTRE CUBE	RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT PAR CENT. CARRÉ
	kilogrammes	kilogrammes
Briques dures très cuites	1 560	150
Briques de Provence bien cuites . . .	»	195
Briques de Bourgogne très dures. . .	2 195	207
Briques de Paris bien cuites	1 560	110
Brique de Hammersmith (Angleterre).	»	71
Brique de Hammersmith brûlée (Id.) .	»	102
Brique rouge.	2 170	56
Brique rouge pâle.	2 080	36
Brique jaune cuite à la houille. . . .	2 160	39
Brique jaune cuite vitrifiée.	»	99
Brique grise de Montereau.	»	329

3° MORTIERS

DÉSIGNATION DES MORTIERS	POIDS DU MÈTRE CUBE	RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT PAR CENT. CARRÉ
	kilogrammes	kilogrammes
Mortier de chaux grasse et sable. . .	1 600	19
Mortier de ch. gr. et ciment de tuileaux.	1 460	47
Mortier de ch. gr. et de ciment, battu.	1 660	65
Mortier de ch. gr. et pouzzolane d'Italie.	1 460	37
Mortier de chaux grasse et grès pilé. .	1 680	29
Mortier de ch. hydraulique ordinaire.	1 530	74
Mortier de ch. éminemment hydraul.	2 500	144
Mortier de ciment de Vassy et sable (parties égales).	2 110	136

Le tableau qui précède montre que la résistance à l'écrasement des mortiers fabriqués avec de bonnes chaux hydrauliques et les ciments est au moins égale à celle de la pierre et que, par conséquent, avec leur emploi, on est bien certain de ne jamais s'exposer

à des mécomptes lors du décintrement des voûtes ; autrement, on serait obligé de prendre pour point de départ des calculs de la stabilité des ouvrages : non plus la résistance à l'écrasement des matériaux, mais bien celle des mortiers.

Les mortiers soumis à des charges éprouvent comme les pierres, une contraction dont il faut tenir compte dans les projets de viaducs d'une grande hauteur et dans les voûtes très surbaissées d'une grande ouverture ; voici à ce sujet, le résultat des expériences de M. Vicat :

EXPÉRIENCES DE M. VICAT SUR LE TASSEMENT DES MORTIERS ET DES MATÉRIAUX EMPLOYÉS DANS LES GRANDS OUVRAGES

DÉSIGNATION DES CORPS	RÉSISTANCES PAR CENTIMÈTRE CARRÉ	TASSEMENTS POUR 1 MÈTRE DE HAUTEUR
	kilogrammes.	mètres.
Mortier de chaux grasse et sable. ...	19	0,00497
Mortier de chaux hydraulique ordin..	74	0,00607
Mortier de chaux éminemment hydr..	144	0,00710
Grès des remouleurs.....	171	0,00605
Calcaire oolithique.....	178	0,00605
Calcaire arénacé.....	100	0,00355

TABLE DES MATIÈRES

AVANT-PROPOS 1

PREMIÈRE PARTIE

MURS DE SOUTÈNEMENT

CONSIDÉRATIONS GÉNÉRALES

Objet des murs de soutènement ; équilibre des massifs en maçonnerie . 1
Densités et angles de glissement des terres et de la vase fluide. — Inclinaisons les plus usuelles admises en pratique 3

Murs à parois verticales.

REMBLAIS SANS SURCHARGES

Poussée des terres 4
Calcul de la poussée des terres : 1° *Terrains ordinaires* 5
Discussion élémentaire du maximum de cette poussée. 8
Prisme de plus grande poussée. — Valeur algébrique de la poussée maxima des terres. — Remarque. 10
2° *Terrains argilo-sableux* 11
Point d'application et direction de la poussée. — Moment de la poussée 12
Moment de résistance du mur. — Equilibre statique du mur. — Coefficient de stabilité et équilibre pratique du mur 13
Valeur de x ou épaisseur du mur 14

REMBLAIS AVEC SURCHARGES

Résolution de l'équation donnant la valeur de x ou épaisseur du mur. . 15
Formule donnant cette épaisseur. — Observation 17
Formule de M. de Lagrené donnant le point d'application de la poussée. 18

Murs avec fruits.

REMBLAIS SANS SURCHARGES

Murs avec fruits extérieur et intérieur. — Direction de la poussée. . . . 18
Poussée des terres 20
Moment de la poussée. — Moment de résistance du mur. 20
Formule donnant la valeur de x ou l'épaisseur du mur. 23
Murs avec fruit extérieur. — Formule donnant la valeur de x ou l'épaisseur du mur. 23
Murs avec fruit intérieur, — avec retraites intérieures. — Valeurs de x. 24

REMBLAIS AVEC SURCHARGES

Murs avec fruits intérieur et extérieur — avec fruit extérieur — avec fruit intérieur — avec retraites intérieures. — Valeur de x. — Remarque. 25

Murs jumeaux.

Définition. — Calcul des dimensions 26
Observation 27

Murs soutenant des terres en talus.

Marche à suivre pour calculer les épaisseurs de ces murs 27

Murs en surplomb.

REMBLAIS SANS SURCHARGES

Définition. 28
Calcul de la poussée des terres. 29
Moment de la poussée. — Moment résistant du mur. 30
Valeur de x ou épaisseur du mur. — Vérification 33

REMBLAIS AVEC SURCHARGES

Valeur de x ou épaisseur du mur 33

Murs de revêtement.

MURS A PAREMENTS VERTICAUX

Définition 33
Valeur de la poussée et du moment de cette poussée 34
Formule théorique donnant la valeur de x. — Formule empirique de Poncelet. 36

MURS AVEC FRUIT EXTÉRIEUR

Méthode statique de la transformation des profils imaginée par Vauban. 36
Exemple numérique. — Fruit du parement postérieur. 36
Procédé graphique 39

APPLICATIONS DES FORMULES

Murs à parois verticales.

REMBLAIS SANS SURCHARGES

Calcul de l'épaisseur de ces murs au moyen de l'équation des moments de résistance et de renversement 40
Vérification de cette épaisseur au moyen de la formule générale. 41

REMBLAIS AVEC SURCHARGES

Calcul de l'épaisseur de ces murs au moyen de l'équation des moments de résistance et de renversement 42
Vérification de cette épaisseur au moyen de la formule générale. . . . 44
Remarque. — Murs établis le long des routes 45

FORMULES SIMPLIFIÉES POUR LES CAS LES PLUS USUELS DE LA PRATIQUE

Talus à 45°. — Talus à 3 pour 2 46
Formule générale. 47

Murs avec fruits.

REMBLAIS SANS SURCHARGES

Murs avec fruits intérieur et extérieur 47
Murs avec fruit extérieur — avec fruit intérieur. 48

REMBLAIS AVEC SURCHARGES

Murs avec fruits intérieur et extérieur. 49
Murs avec fruit extérieur 51
Murs avec fruit intérieur 52

Murs en surplomb.

REMBLAIS SANS SURCHARGES

Calcul de l'épaisseur de ces murs au moyen de la formule générale. . . 52
Remarque. 54

REMBLAIS AVEC SURCHARGES

Marche à suivre pour calculer l'épaisseur de ces murs. 54

FORMULES SIMPLIFIÉES POUR LES CAS LES PLUS USUELS DE LA PRATIQUE

Formule générale tirée des moments de résistance et de renversement . 54
Formules empiriques de Roy. — Observation. — Dispositions usuelles des murs de soutènement. — Remarque 56

Murs consolidés par des contreforts.

CONSIDÉRATIONS PRÉLIMINAIRES

Définition. — Mur-type à parois verticales 57

Moment de la poussée. — Moment résistant du mur. — Coefficient de stabilité et glissement du mur-type sur ses fondations. 58

MURS A CONTREFORTS EXTÉRIEURS

Généralités. — Données de la pratique. 59
Moment résistant du mur. — Talus à 3 pour 2 61
Formule générale. 63
Murs de cloison des voûtes d'évidement des tympans dans les ponts à culées perdues en remblais. — Talus à 45°. 64
Moment de la poussée. — Moment résistant du mur. — Coefficient de stabilité. — Formule générale. — Masques des voûtes d'évidement des tympans dans les ponts à culées perdues en tranchée. — Remarque. 65

MURS A CONTREFORTS INTÉRIEURS

Généralités 66
Données de la pratique. — Moment résistant du mur 68
Talus à 3 pour 2. — Formule générale. 69
Talus à 45° — Formule générale. 70
Remarque sur la construction des murs de soutènement. 71

TRACÉ DE LA COURBE DES PRESSIONS DANS LES MURS DE SOUTÈNEMENT

Murs soumis à la poussée seule des terres

Données du cas envisagé. 72
Calculs des massifs partiels de maçonnerie et des prismes de poussée correspondants 73
Surcharges partielles. — Valeurs des poussées successives sur les massifs partiels 73
Détermination des points de passage de la courbe des pressions. — Vérification des conditions de stabilité : 1° renversement; — 2° glissement; — 3° écrasement. 74
Murs en retour des ponts 76

Murs soumis à l'action d'une force appliquée sur leur face supérieure

Données du cas envisagé 76
Détermination des points de passage de la courbe des pressions 77
Vérification des conditions de stabilité : 1° renversement; — 2° glissement; — 3° écrasement. 78
Culées des ponts en maçonnerie. 80

Murs soumis à l'action d'une force appliquée sur leur face supérieure et à la poussée des terres

Données du cas envisagé. — Détermination des points de passage de la courbe des pressions. 80
Vérification de la résistance du mur à l'écrasement. — Remarque . . . 82
Culées des ponts en maçonnerie. — Murs en ailes. 82

Murs de revêtement

Données du cas envisagé 83
Détermination des points de passage de la courbe des pressions 84
Vérification de la résistance du mur à l'écrasement. — Murs en retour des ponts 84

RÉSUMÉ DES CONDITIONS D'ÉQUILIBRE DES MASSIFS EN MAÇONNERIE

Première condition : renversement ; — deuxième condition : glissement ; — troisième condition : écrasement. — Répartition des charges sur les plans de joints 85
Formule de Collignon. — Discussion de cette formule 85
Interprétation pratique de cette discussion 87

Butée des terres

Valeur et moment de la butée des terres. — Moment de la poussée des terres. — Equation des moments de résistance et de renversement 88
Courbe des pressions. — Formule générale pour le cas où les terres peuvent être taillées à pic 89

Massifs divers

Epaisseur des barrages en maçonnerie. 89
Formule générale. — Transformation de cette formule. — Formule de Navier. — Epaisseur des batardeaux 90
Formule pour les cas de remplissage du coffre avec de la glaise — avec du béton 91
Dimensions des bois employés dans les batardeaux 91
Epaisseur des murs de soutènement à pierres sèches. 92
——— id. ——— des perrés maçonnés et à pierres sèches. — Fondation des perrés. 93

DEUXIÈME PARTIE

PONTS ET VIADUCS EN MAÇONNERIE

CONSIDÉRATIONS GÉNÉRALES

Diverses espèces de ponts. — Différentes parties des voûtes 95
Emplacements des ponts 96
Traversée d'un ravin 97
Direction des ponts. 98

Débouché des ponts. — Radiers. 99
Garde-radiers. — Perrés. — Forme et grandeur des arches. 100
Classement des ouvertures des ponts. 102

CALCUL DU DÉBOUCHÉ DES PONTS

1° *Sur les rivières* 102
Relations entre la vitesse à la surface, la vitesse moyenne et la vitesse de fond. 102
Tableau des vitesses de fond qui affouillent les divers terrains 105
2° *A la traversée des vallées* 105

DÉBOUCHÉ DES ÉGOUTS DANS LES VILLES

Egout principal 110
Branchement du côté gauche 112
Branchement du côté droit. — Nombre de bouches commandant chaque branchement : 1° côté gauche. 112
2° Côté droit. — Observation 113

Calculs et dimensions des voûtes

Deux méthodes. 114

1° FORMULES EMPIRIQUES

ÉPAISSEUR A LA CLEF

Bases de ces formules 114

VOUTES EN PLEIN CINTRE

Avec matériaux tendres ou moyennement résistants.

1° *Sous charges ordinaires.* — Formules de Dejardin, Roy, Perronet, Léveillé, Croizette-Desnoyers et Lesguillier 115
Formule de Dejardin modifiée. — Tableau des valeurs comparatives des épaisseurs à la clef calculées au moyen des formules précédentes. 117
Remarque. 118
2° *Sous grandes surcharges* 118
Formule employée en Allemagne et en Russie. — Formule de Dejardin modifiée. 119
3° *Sous voies ferrées* 120

Avec matériaux durs et très résistants.

1° Sous charges ordinaires ; — 2° sous grandes surcharges. 120

VOUTES EN ARC DE CERCLE

Avec matériaux tendres ou moyennement résistants.

1° Sous charges ordinaires 121
2° Sous grandes surcharges 121
3° Sous voies ferrées 122

VOUTES ELLIPTIQUES OU EN ANSES DE PANIER

Avec matériaux tendres ou moyennement résistants.

1° Sous charges ordinaires. 122
2° Sous grandes surcharges; — 3° sous voies ferrées. — Observations. . 123

VOUTES EN ARC DE CERCLE, ELLIPTIQUES OU EN ANSES DE PANIER

Avec matériaux durs et très résistants.

1° Sous charges ordinaires; — 2° sous grandes charges. — Observation. 124
Résumé. 125

VOUTES DE TOUTE ESPÈCE AVEC MATÉRIAUX MOYENNEMENT RÉSISTANTS

Formule générale 125
Tableau comparatif des épaisseurs à la clef calculées par la formule de Dupuit et la formule générale. 126

Culées ou piédroits.

ÉPAISSEURS

1° *Sous charges ordinaires.* — Formules de Léveillé 127
Formules de Lesguillier. 128
Formules de Roy, de Durand-Claye. 129
2° *Sous grandes surcharges.* — Formule employée en Allemagne et en Russie. 129
Observation 130

Reins des voûtes.

Considérations générales. — Epaisseur aux reins. — Règles pratiques de Croizette-Desnoyers. 131
Remarque 132

Entre les reins et la clef.

Courbe limitant l'épaisseur des voûtes entre les reins et la clef ou courbe d'extrados. 132

Extrados des voûtes.

Voûtes en plein cintre. 132
Mode de remplissage entre la couronne et la chape 134
Voûtes en arc de cercle 134
Observation 137
Voûtes elliptiques. — Tracé pratique de l'ellipse 138
Rayon de courbure d'une courbe plane. — Définition. — Valeur générale de ce rayon. — Calcul du rayon de courbure d'une ellipse en un point quelconque. 139

Construction graphique des valeurs auxiliaires donnant ce rayon de courbure 140
Construction graphique de R, rayon de courbure 143
Valeur numérique du rayon de courbure R au sommet d'une ellipse. — Construction graphique de la valeur de ce rayon 144
Observation 145
Calcul des dimensions d'une voûte elliptique. — Epaisseur à la clef. — Epaisseur au joint de rupture. 145
Calcul des éléments nécessaires au tracé de la courbe d'extrados 147
Epaisseur des culées. — Tracé des tangentes à l'extrados 150
Tracé pratique des joints des voussoirs elliptiques. — 1° Procédé de M. d'Ocagne. — Justification de ce procédé. 151
Observation 151
2° Procédé de M. Heude. — Justification de ce procédé. 153
Exemple numérique 155
Observation 156
Voûtes en anses de panier. — Tracé de l'anse de panier à 3 centres. . . 157
Calcul du rayon de courbure au sommet. 158
Calcul de l'épaisseur à la clef. 161
Calcul de l'épaisseur au joint de rupture. — Epaisseur des culées . . . 162
Tracé de l'anse de panier à 5 centres. 162
Table donnant les éléments nécessaires au tracé des courbes en anses de panier. 163
Remarque. 164

Chapes au-dessus des voûtes.

Considérations générales. — Confection des chapes 164
1° *Chapes en mortier de ciment de Portland.* 165
Composition usuelle d'une chape en mortier de ciment de Portland. . . 166
2° *Chapes en mortier de chaux grasse et de ciment de tuileaux.* — Leur composition. 166
3° *Chapes asphaltiques.* — Composition et confection de ces chapes. . 166
Observation. 167

APPLICATIONS

1° *Calcul de l'épaisseur à la clef* d'une voûte en plein cintre : 1° sous charges ordinaires; — 2° sous grandes surcharges. 167
Comparaison des résultats fournis par les formules de Dejardin et de Dupuit. 169
2° *Calcul de l'épaisseur des culées* d'une voûte en plein cintre : 1° sous charges ordinaires 170
2° Sous grandes surcharges. — Comparaison des résultats fournis par les formules de Léveillé, Lesguillier, Roy et Durand-Claye et par la formule employée en Allemagne et en Russie. 171

MÉLANGES

Vérification des épaisseurs à la clef des voûtes données par les formules empiriques 173
Observation 174
Profil d'extrados donné par Rondelet. — Surface du profil vertical et poids d'une voûte 174

PROCÉDÉS GRAPHIQUES POUR CALCULER LA SURFACE DU PROFIL D'UNE VOUTE EN VUE DU TRACÉ DE LA COURBE DES PRESSIONS

1er procédé 176
2e procédé. 178

DÉTERMINATION EXPÉRIMENTALE DES CENTRES DE GRAVITÉ DES VOUSSOIRS ET DES PIÉDROITS DES VOUTES

Voûtes sans surcharges. 178
Voûtes avec surcharges. 180

2° MÉTHODE DE LA COURBE DES PRESSIONS

Poussée des voûtes.

Ce que l'on entend par poussée des voûtes 183
Examen des cas les plus ordinaires de rupture des voûtes. 184
Exposé de la méthode de Méry pour vérifier la stabilité des voûtes. . . 186
Formule de Navier pour calculer la poussée à la clef. 188

DÉTERMINATION DES PRESSIONS MAXIMA SUR LES JOINTS DES VOUTES

1° Joint partiellement comprimé; — 2° joint comprimé dans toute son étendue. 192
Tracé des courbes limites 194
Angle de glissement 195

Tracé de la courbe des pressions.

1er procédé 196
Vérification par le calcul de la poussée à la clef. 199
2e procédé 200
Courbe des pressions dans les culées 201

RÉSUMÉ DES CONDITIONS D'ÉQUILIBRE D'UNE VOUTE

Première condition : renversement. 201
Deuxième condition : glissement. — Troisième condition : écrasement. — Utilité de la courbe des pressions. — Evidement des tympans. . 202
Têtes inégalement chargées 203

RÉSULTATS D'EXPÉRIENCES RELATIVES AU POIDS SPÉCIFIQUE ET A LA RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT DES MAÇONNERIES LES PLUS USUELLES ET AU COEFFICIENT DE FROTTEMENT DES DIVERS MATÉRIAUX EMPLOYÉS DANS LES CONSTRUCTIONS.

Tableau des poids du mètre cube de maçonneries et des limites usuelles de la charge 203
Tableau des coefficients de frottement 204

Joint de rupture.

Ce que l'on entend par joint de rupture 204
Détermination graphique du joint de rupture. 205
Position pratique du joint de rupture : 1° voûtes en plein-cintre ; — 2° voûtes en ellipse ou en anse de panier ; — 3° voûtes en arc de cercle 207

Méthode de Dupuit.

Théorie des voûtes de Dupuit. — Tracé simplifié du tracé de la courbe des pressions résultant de cette théorie. 208
Principale objection à faire contre la théorie de Dupuit 211
Remarque 212

PRINCIPALES HYPOTHÈSES ADMISES DANS LA PRATIQUE SUR LES POINTS D'APPLICATION DE LA POUSSÉE A LA CLEF ET DE LA RÉACTION DANS LE PLAN DES NAISSANCES

Ces hypothèses donnent encore quatre courbes des pressions. 212
Remarque 213

COMPARAISON DES VOUTES ENTRE ELLES AU POINT DE VUE DE LA STABILITÉ

Opinion de M. Laterrade. 213

APPLICATIONS

VOUTE LIBRE ET SANS SURCHARGE

Tracé de la courbe des pressions dans une voûte en plein-cintre de 5 mètres de rayon. — Vérification des plans de joints au point de vue de l'écrasement 214
Courbe des pressions dans la culée. 216

VOUTE AVEC SURCHARGE SOUMISE A LA POUSSÉE DES TERRES

Tracé de la courbe des pressions dans la même voûte de 5 mètres de rayon 216
Vérification des plans de joints au point de vue de l'écrasement. 218

ERREURS INHÉRENTES AUX PROCÉDÉS GRAPHIQUES

Rectification de ces erreurs par le calcul 218
Equation générale de la courbe des pressions. 219
Détermination par le calcul des points de la courbe des pressions dans les piédroits. — 1° Piédroits à parements verticaux 221
Joint des naissances. — Digression théorique 223
2° Piédroits à parements extérieurs inclinés 225
Observation 226
3° Piédroits à parements extérieurs avec retraites 227

APPLICATIONS NUMÉRIQUES

I. Piédroits à parements verticaux. 228
1° Joint des naissances. — 2° Base du piédroit. — Cas où l'on tient compte de la poussée des terres 229

II. Piédroits à parements extérieurs inclinés. — 1° Joint des naissances . 230
2° Joints des piédroits 231
Observation 232

Tracé et calcul des dimensions des piles.

Tracé : 1° voûtes droites 232
2° Voûtes biaises 234
Calcul : 1° *Voûtes symétriques et symétriquement chargées* 234
Profil résultant du calcul. — Profil architectural 237
Remarque. — Pression sur du béton récemment immergé 238
Pressions sur le sol. — Largeur des empatements des fondations. . . . 239
Tableau des pressions maxima que peuvent supporter avec sécurité les substances ci-après : Eau. — Vase. — Terre végétale moyenne. — Terre mélangée de sables ou graviers. — Schistes. — Terre argileuse. — Sable moyen humide ou gravier. 240
Mise en pratique des résultats fournis par le calcul. 241
2° *Voûtes non symétriques ou non symétriquement chargées*. — Deux cas.
Voûtes symétriques non symétriquement chargées 242
Voûtes non symétriques. 244
Remarque sur les pressions transmises aux piles des viaducs. 244

VOUTES EN OGIVE

Définition 245
Divers tracés des ogives. 246
Tracé de l'extrados. — Exemple numérique 251
Remarque 253
Vérification de la stabilité des voûtes en ogive 254
Tracé de la courbe des pressions 255
Observation. — Tracé de la courbe des pressions d'après la théorie de Dupuit 256

Voûtes biaises.

Cas où l'on emploie des voûtes biaises 257
Comparaison d'une voûte biaise et d'une voûte droite ayant des têtes identiques. — Extension aux voûtes biaises des principes appliqués aux voûtes droites 258
Différents appareils des voûtes biaises : 1° Appareil orthogonal parallèle; — 2° appareil orthogonal convergent; — 3° appareil hélicoïdal ou appareil anglais. 259
Voûtes biaises appareillées droit. 260
Voûtes biaises formées d'une série de voûtes droites. 261

MÉLANGES

Détermination du nombre de pilots que l'on doit employer pour supporter le poids d'un ouvrage 262
Exemple numérique 263
Espacement usuel des pilots. — Détermination du refus d'un pilot. — Exemple numérique 263

Résistance des pilots : 1° dans un sol incompressible. 265
Tableau des poids que l'on peut faire supporter aux pilots par centimètre carré 266
2° Dans un sol indéfiniment compressible. 266
Inconvénients et difficultés pratiques du battage des pieux 266
Fondations sur pilotis. — Accidents à craindre. 267
Détermination de la section transversale des pilots.
Dimensions des blocs employés pour les enrochements 268
Applications numériques 269
Conclusion 271
Moyen graphique pour déterminer approximativement la poussée sur les piédroits d'une voûte extradossée parallèlement. — Calcul de l'épaisseur des piédroits qui découle de ce moyen graphique. — Exemple numérique 272
Comparaison de l'épaisseur ainsi obtenue avec celle donnée par la formule de Léveillé 273

RACCORDEMENT DU TALUS DES REMBLAIS

AVEC LES MURS EN RETOUR DES PONTS

1° PONTS DROITS

Tracés et calculs relatifs à ce raccordement. 273

2° PONTS BIAIS

Tracés : 1° dans l'angle aigu; — 2° dans l'angle obtus. — Calculs relatifs à ces raccordements. 275
Observation 277

CINTREMENT ET DÉCINTREMENT DES VOUTES

Définition d'un cintre. — Travail des cintres 278
Diverses espèces de cintres. — Courbe de pose, ses inconvénients. . . . 279
Types usuels de cintres : 1° Ponts en plein cintre 280
2° Ponts en arcs de cercle. 283
3° Ponts en ellipse et en anse de panier 284
Calcul de la pression d'une voûte sur son cintre. — Exemple numérique. 286
Règles pratiques de Perronet et de Couplet pour trouver les charges pesant sur les cintres. 287
Voûtes biaises. — Formule empirique pour calculer l'équarrissage des bois composant les cintres fixes pour des ouvertures de 1 à 10 mètres 288
Calcul de l'équarrissage des bois composant une ferme de cintres retroussés. — Couchis. — Définition 289
Calcul de l'épaisseur des couchis. — Madriers du commerce habituellement employés comme couchis 290
Observation 292
Décintrement : temps pendant lequel les voûtes doivent rester sur cintres. — Opinions diverses des constructeurs à ce sujet 293

ABORDS DES PONTS

RACCORDEMENTS DIVERS DE CES OUVRAGES AVEC LEURS ABORDS

1° Murs en retour. 296
2° Murs en ailes droits 299
3° Murs en ailes avec fruit. 300
Observation. — Etude de la disposition en plan des ouvrages d'art. . . 301

PROPORTIONS ET DISPOSITIONS ARCHITECTURALES

DES DIVERSES PARTIES DES PONTS ET AQUEDUCS

Architecture générale des ponts 303
Bandeaux des têtes : 1° bandeau parallèle; — 2° bandeau renforcé. — Tracé de la courbe extérieure du bandeau renforcé 304
Direction des joints dans les bandeaux des têtes. — Appareils des voussoirs 305
Limite de la hauteur des piédroits. Conditions architecturales auxquelles doivent satisfaire les plinthes, consoles, cordons et couronnements. — Formules pratiques 306
Parapets. — Dispositions. — Dimensions. — Coupe transversale résultant des formules précédentes 308
Piles : dispositions. — Dimensions. — Détails des cordons et chaperons résultant également des formules pratiques. 310
Rampants et dés des murs en aile. — Largeur. — hauteur.— Disposition des rampants des murs en ailes. 310
Viaducs 312
Proportions de l'ensemble des viaducs. — Piles des grands viaducs. — Dimensions et proportions. — Application des principes précédents à un viaduc ornementé de 16 mètres d'ouverture 313
Type usuel de viaduc. 314
Ponts et viaducs en courbe. — Observation 315

APPENDICE

RÉSISTANCE DES MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION

Problèmes à résoudre dans la pratique. — Ce que l'on doit entendre par le mot *écrasement*. 319
Tableaux donnant la résistance à l'écrasement des matériaux suivants :
1° Pierres de taille 321
2° Briques; — 3° mortiers. 350
Expériences de M. Vicat sur le tassement des mortiers et des matériaux employés dans les grands ouvrages 351

PLACEMENT DES FIGURES FORMANT PLANCHES

IMPRIMÉES HORS TEXTE

PLANCHE I. — Figure 27. — Tracé de la courbe des pressions dans un mur de soutènement à parois verticales soumis à la poussée seule des terres 72
PLANCHE II. — Figure 29. — Tracé de la courbe des pressions dans un mur de soutènement à parois verticales soumis à l'action d'une force appliquée sur sa face supérieure et à la poussée des terres. . . . 80
PLANCHE III. — Figure 30. — Tracé de la courbe des pressions dans un mur de revêtement. 84
PLANCHE IV. — Figure 36. — Plan général d'un bassin à égoutter. . . . 110
PLANCHE V. — Figure 40. — Mode de remplissage des voûtes entre la couronne et la chape 134
PLANCHE VI. — Figure 42. — Tracé de la courbe d'extrados dans les voûtes en arc de cercle 136
PLANCHE VII. — Figure 79. — Tracé de la courbe des pressions dans une voûte libre et sans surcharge 214
PLANCHE VIII. — Figure 80. — Tracé de la courbe des pressions dans une voûte avec surcharge et soumise à la poussée des terres. 216
PLANCHE IX. — Figure 88. — Calcul des dimensions des piles. 236
PLANCHE X. — Figure 127. — Disposition en plan d'un pontceau formant carrefour. 302
PLANCHE XI. — Figure 128. — Disposition en plan d'un pontceau situé à la rencontre de trois directions parallèles au cours d'eau. 302
PLANCHE XII. — Figure 132. — Appareil-type des rampants d'un aqueduc en briques. 311
PLANCHE XIII. — Figure 134. — Type de viaduc ornementé 314
PLANCHE XIV. — Figure 135. — Type usuel de viaduc. 314
PLANCHE XV. — Fig. 136 à 141. — Projet complet d'un pont à deux arches. 315

CATALOGUE DE LIVRES

SUR LA

CONSTRUCTION ET LES TRAVAUX PUBLICS

PUBLIÉS PAR

LA LIBRAIRIE POLYTECHNIQUE, BAUDRY ET Cie

15, RUE DES SAINTS-PÈRES, A PARIS

Le catalogue complet est envoyé sur demande.

Annales de la construction.

Nouvelles Annales de la construction, fondées par OPPERMANN. — 12 livraisons par an, formant 1 beau volume de 50 à 60 planches et 200 colonnes de texte.

Abonnements : Paris, 15 fr. — Départements et Belgique, 18 fr. — Union postale, 20 fr.

Prix de l'année parue, reliée, 20 fr.

Table des matières des années 1876 à 1887, une brochure in-12. 50 c.

Agenda Oppermann.

Agenda Oppermann paraissant chaque année. Elégant carnet de poche contenant tous les chiffres et tous les renseignements techniques d'un usage journalier. Rapporteur d'angles, coupe géologique du globe terrestre, guide du métreur. — Résumé de géodésie. — Poids et mesures, monnaies françaises et étrangères. Renseignements mathématiques et géométriques. — Renseignements physiques et chimiques. — Résistance des matériaux. — Electricité. — Règlements administratifs. — Dimensions du commerce. — Prix courants et série de prix. — Tarifs des Postes et Télégraphes.

Relié en toile, 3 fr.; en cuir, 5 fr. — Pour l'envoi par la poste, 25 c. en plus.

Aide-mémoire de l'ingénieur.

Aide-mémoire de l'ingénieur. Mathématiques, mécanique, physique et chimie, résistance des matériaux, statique des constructions, éléments des machines, machines motrices, constructions navales, chemins de fer, machines-outils, machines élévatoires, technologie, métallurgie du fer, constructions civiles, législation industrielle. Troisième édition française du Manuel de la Société « Hütte », par PHILIPPE HUGUENIN. 1 volume in-12 contenant plus de 1200 pages, avec 500 figures dans le texte, solidement relié en maroquin. . . . . 15 fr.

Aide-mémoire des conducteurs des ponts et chaussées.

Aide-mémoire des conducteurs et commis des ponts et chaussées, agents voyers, chefs de section, conducteurs et piqueurs des chemins de fer, contrôleurs des mines, adjoints du génie, entrepreneurs et, en général, de toute personne s'occupant de travaux, par J. EUG. PETIT, conducteur des ponts et chaussées, 1 volume in-12, avec de nombreuses figures dans le texte, solidement relié en maroquin. . . . . 15 fr.

Traité de constructions civiles.

Traité de constructions civiles. Fondations, maçonnerie, pavages et revêtements, marbrerie, vitrerie, charpente en bois et en fer, couverture, menuiserie et ferrures, escaliers, monte-plats, monte-charges et ascenseurs, plomberie d'eau et sanitaire, chauffage et ventilation, décoration, éclairage au gaz et à l'électricité, acoustique, matériaux de construction, résistance des matériaux, renseignements généraux, par E. BARBEROT, architecte. 1 volume in-8°, avec 1554 figures dans le texte dessinées par l'auteur. Relié. . . . . 20 fr.

Cours de construction.

Cours pratique de construction, rédigé conformément au programme officiel des connaissances pratiques exigées pour devenir ingénieur, par PRUD'HOMME.

Terrassements, — ouvrages d'art, — conduite des travaux, — matériel, — fondations, — dragage, — mortiers et bétons, — maçonnerie, — bois, — métaux, — peinture, jaugeage des eaux, — règlement des usines, etc. 4e édition. 2 volumes in-8, avec 363 figures dans le texte. . . . . 16 fr.

Maçonnerie.

Architecture et constructions civiles. Maçonnerie; pierres et briques; leur emploi dans les maçonneries; proportion des murs; fondations; murs de cave et murs en élévation; des moulures et des ordres; décoration des murs extérieurs des édifices; cloisons, planchers, voûtes; escaliers en maçonnerie; éléments de décoration intérieure; revêtement des sols; roches naturelles; chaux et ciments; du plâtre, produits céramiques, par J. DENFER, architecte, professeur à l'Ecole centrale. 2 volumes grand in-8, avec 794 figures dans le texte. . . . . 40 fr.

Charpente en bois et menuiserie.

Architecture et constructions civiles. Charpente en bois et menuiserie; les bois, leurs assemblages; résistance des bois; tableaux, calculs faits; linteaux et planchers; pans de bois; combles; étaiements, échafaudages, appareils de lavage; travaux hydrauliques, cintres, ponts et passerelles en bois; escaliers; menuiserie en bois; parquets, lambris, portes, croisées, persiennes, devantures, décoration, par J. DENFER, architecte, professeur à l'Ecole centrale. 1 volume grand in-8°, avec 680 figures dans le texte. . . . . 25 fr.

Terrassements, tunnels, etc.

Procédés généraux de construction. Travaux de terrassement, tunnels, dragages et dérochements, par ERNEST PONTZEN. 1 volume grand in-8°, avec 234 figures dans le texte. . . . . 25 fr.

Mesurage et Métrage.

Tracé pratique et complet de tous les mesurages, métrages, jaugeages de tous les corps, appliqué aux arts, aux métiers, à l'industrie, aux constructions, aux travaux hydrauliques, aux nivellements pour construction de routes, de canaux et de chemin de fer, drainage, etc., enfin à la rédaction de projets de toute espèce de travaux du ressort de l'architecture et du génie civil et militaire, terminé par une analyse et série de prix avec détails sur la nature, la qualité, la façon et la mise en œuvre des matériaux, par E. SERGENT, 8e édition, 2 volumes grand in-8° et 1 atlas de 47 planches in-folio. . . . . 50 fr.

Coupe des pierres.

Traité pratique de la coupe des pierres, précédé de toute la partie de la géométrie descriptive qui trouve son application dans la coupe des pierres, par LEJEUNE. 1 volume in-8° et 1 atlas in-4° de 50 planches, contenant 381 figures. . . . . 40 fr.

Coupe des pierres.

Coupe des pierres, précédée des principes du trait de stéréotomie, par EUGÈNE ROUCHÉ, examinateur de sortie à l'Ecole Polytechnique, professeur au Conservatoire des Arts et Métiers, et CHARLES BRISSE, professeur à l'Ecole centrale et à l'Ecole des Beaux-Arts, répétiteur à l'Ecole Polytechnique. 1 volume grand in-8° et 1 atlas in-4° de 33 planches . . . 25 fr.

Matériaux de construction.

Connaissance, recherche et essais des matériaux de construction et de ballastage, par EM. BAUDSON, chef de la section des travaux neufs au chemin de fer du Nord. 1 volume grand in-8°. . . . . 6 fr.

Ciments et chaux hydrauliques.

Ciments et chaux hydrauliques. Fabrication, propriétés, emploi, par E. CANDLOT, ingénieur de la Société des ciments français de Boulogne-sur-Mer. 1 volume grand in-8°, avec figures dans le texte.. . . 12 fr. 50

Chaux et sels de chaux.

Chaux et sels de chaux appliqués à l'art de l'ingénieur, par GRANGE, agent voyer en chef du département de la Vienne. 1 volume grand in-8°, avec figures dans le texte. . . . . 18 fr.

Matériaux hydrauliques.

Note sur l'emploi des matériaux hydrauliques, par E. CANDLOT, ingénieur chimiste de la Société des ciments français de Boulogne-sur-Mer. 1 brochure grand in-8°. . . . . 2 fr. 50

Carrières de pierres de taille.

Recherches statistiques et expériences sur les matériaux de construction. Répertoire des carrières de pierre de taille exploitées en 1889, publié par le MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS et contenant pour chaque carrière : sa désignation et le nom de la commune où elle est située, le mode d'exploitation, le nombre et la hauteur des bancs, la désignation usuelle de la pierre, la nature de la pierre, la position géologique de la carrière, le poids moyen par mètre cube et la résistance à l'écrasement par centimètre carré des échantillons essayés. 1 volume in-4°. . . . . 10 fr.

Consolidation des talus.

Traité de consolidation des talus, routes, canaux et chemins de fer, par R. BRUÈRE, ingénieur civil. 1 vol. in-12 et atlas in-8° de 25 pl. doubles. 10 fr.

Statique graphique.

Eléments de statique graphique, par EUGÈNE ROUCHÉ, examinateur de sortie à l'Ecole Polytechnique, professeur de statique graphique au Conservatoire des arts et métiers. 1 volume grand in-8°, avec de nombreuses gravures dans le texte . . . . . 12 fr. 50

Statique graphique.

Applications de la statique graphique. Charges des ponts et des char-

pentes, poutres droites, courbes, pleines, à treillis, continues ; arcs métalliques ; fermes métalliques ; piles métalliques ; influence du vent sur les constructions ; déformations ; calcul des poutres pour le lançage et le montage ; piles en maçonnerie ; calcul des joints des poutres ; formules et tables usuelles, par KŒCHLIN, ingénieur de la maison Eiffel. 1 volume grand in-8° et 1 atlas de 30 planches . . . . . 30 fr.

Statique graphique.

Eléments de statique graphique appliquée aux constructions. 1re *partie :* Poutres droites, poussée des terres, voûtes, par MULLER-BRESLAU (traduction par SEYRIG). 2e *partie :* Poutres continues, applications numériques, par SEYRIG, ingénieur-constructeur du pont du Douro. 1 volume grand in-8° et un atlas in-4° de 29 planches en 3 couleurs. . . . . 20 fr.

Statique graphique.

Traité de statique graphique appliquée aux constructions, toitures, planchers, poutres, ponts, etc. — Eléments du calcul graphique ; des forces et de leur résultante, des moments fléchissants, des efforts tranchants, recherche des maxima, charge permanente, surcharge uniformément répartie, surcharge mobile, données pratiques sur le poids propre des toitures et sur leur surcharge accidentelle, poutres pleines, poutres à treillis simples et multiples, centre de gravité, moment d'inertie, exemples et applications, par MAURICE MAURER, 2e édition. 1 volume grand in-8°, avec figures dans le texte, et 1 atlas de 20 planches in-4°. 12 fr. 50

Résumé des connaissances mathématiques.

Résumé des connaissances mathématiques nécessaires dans la pratique des travaux publics et de la construction, par E. MUSSAT, ingénieur des ponts et chaussées. 1 volume grand in-8°, avec 133 figures dans le texte. . . . . 10 fr.

Traité de topographie.

Traité de Topographie. — Appareils d'optique, applications de la géodésie à la topographie, instruments de mesure, levé des plans de surface, levés souterrains, théorie des erreurs, par ANDRÉ PELLETAN, ingénieur en chef des mines, professeur à l'Ecole des mines. 1 volume grand in-8°, avec 235 figures dans le texte, relié. . . . . 15 fr.

Levé des plans et nivellement.

Levé des plans et nivellement. Opérations sur le terain, opérations souterraines, nivellement de haute précision, par LÉON DURAND-CLAYE, ingénieur des ponts et chaussées, PELLETAN et LALLEMAND, ingénieurs des mines. 1 volume grand in-8°, avec figures dans le texte . . . . . 25 fr.

Levée des plans.

Traité du levé des plans et de l'arpentage, par DUPLESSIS, 1 volume in-8°, avec 105 figures dans le texte . . . . . 4 fr.

Nivellement.

Traité de nivellement, contenant les principes généraux, la description et l'usage des instruments, les opérations et les applications, par DUPLESSIS, 1 volume in-8° contenant 112 figures,. . . . . 8 fr.

Tables tachéométriques.

Tables tachéométriques, donnant aussi rapidement que la règle logarithmique tous les calculs nécessaires à l'emploi du tachéomètre, par LOUIS PONS, ingénieur d'études du chemin de fer. 1 volume in-8°, relié. . . . . 10 fr.

Courbes de raccordement.

Nouvelles tables pour le tracé des courbes de raccordement en arc de cercle (chemins de fer, canaux, routes et chemins), par CHAUVAC DE LA PLACE, 5e édition. 1 volume in-12, relié. . . . . 7 fr. 50

Mouvement des terres.

Théorie et pratique du mouvement des terres d'après le procédé Bruckner, par ERNEST HENRY, inspecteur général des ponts et chaussées. 1 volume grand in-8°. . . . . 2 fr. 50

Construction des chemins de fer.

Instructions pour la préparation des projets et la surveillance des travaux de construction de la plate-forme des chemins de fer, suivies de tables pour le calcul des courbes et pour l'évaluation des volumes des déblais et des remblais, par L. PARTIOT, inspecteur général des ponts et chaussées. 1 volume petit in-4°, avec 8 planches et de nombreuses figures intercalées dans le texte, relié . . . . . 15 fr.

Tracé des chemins de fer.

Tracé des chemins de fer, routes, canaux, tramways, etc. Études préliminaires, études définitives, — recherche et choix des matériaux de construction et de ballastage, par EM. BAUDSON, chef de section des travaux neufs au chemin de fer du Nord. 1 volume grand in-8°, avec 4 planches et 95 figures intercalées dans le texte. . . . . 10 fr.

Cours de route.

Cours de routes professé à l'école des Ponts et Chaussées. Disposition d'une route, étude et rédaction des projets, construction, entretien, par CH. LÉON DURAND-CLAYE, inspecteur général des ponts et chaussées. 1 volume grand in-8°, avec figures dans le texte. . . . . 20 fr.

Traité complet des Chemins de fer.

Traité complet des chemins de fer. Historique et organisation financière, construction de la plate-forme, ouvrages d'art, voies, stations, signaux, matériel roulant, traction, exploitation, chemins de fer à voie étroite, tramways, par G. HUMBERT, ingénieur des ponts et chaussées. 3 volumes grand in-8°, avec 700 figures dans le texte . . . . . 50 fr.

Chemins de fer. Notions générales et économiques.

Chemins de fer. Notions générales et économiques. Historique, formalités et règlements relatifs à l'exécution des travaux, régimes, développements, dépenses, comparaison des voies ferrées avec les routes et les voies de navigation intérieure, prix de revient des transports sur rails, tarifs et leur application, recettes d'exploitation, voie et traction, chemins de fer à voie étroite, considérations économiques, par LÉON LEYGUE, ancien ingénieur des ponts et chaussées, ingénieur civil, 1 volume grand in-8°. 15 fr.

Chemins de fer. — Superstructure.

Chemins de fer. Superstructure : voie, gares et stations, signaux, par E. Deharme, ingénieur du service central de la Compagnie du Midi, professeur du cours de Chemins de fer à l'Ecole centrale des Arts et Manufactures. 1 volume grand in-8°, avec 310 figures dans le texte et un atlas in-4° de 73 planches doubles. . . . . 50 fr.

Traité des chemins de fer d'intérêt local.

Traité des chemins de fer d'intérêt local. Chemins de fer à voie étroite, tramways, chemins de fer à crémaillère et funiculaires, par G. Humbert, ingénieur des ponts et chaussées. 1 volume grand in-8°, avec 212 figures dans le texte. Relié. . . . . 20 fr.

Les Chemins de fer à faible trafic.

Les chemins de fer à faible trafic en France. Lignes secondaires des grands réseaux, chemins de fer d'intérêt local et tramways à vapeur. Etablissement et exploitation par A. Sampité, ingénieur des ponts et chaussées, sous-chef de l'exploitation des chemins de fer de l'Etat. 1 volume grand in-8° et 1 atlas in-4° de 16 planches . . . . . 15 fr.

Chemins de fer à voie de 0,60 centimètres.

Construction et exploitation des chemins de fer à voie de 0,60 centimètres. Voie, terrassements, ouvrages d'art, machines et matériel roulant, avec étude d'un tracé entre deux points donnés, par R. Tartary, conducteur des ponts et chaussses. 1 volume grand in-8°, avec 97 figures dans le texte . . . . . 10 fr.

Chemins de fer funiculaires.

Etude des chemins de fer funiculaires. Historique et classification, étude du profil en long, résistance au mouvement des trains, engins spéciaux et voie, construction et exploitation, par Alphonse Vautier, ingénieur civil. 1 brochure grand in-8°, avec figures dans le texte. . . . . 2 fr. 50

Chemins de fer funiculaires. — Transports aériens.

Chemins de fer funiculaires. Transports aériens, par A. Lévy-Lambert, ingénieur civil. 1 volume grand in-8°, avec figures dans le texte. . 15 fr.

Montagnes et torrents.

Restauration des montagnes, correction des torrents, reboisement, par E. Thiery, professeur à l'Ecole nationale forestière, avec une introduction par M. C. Lechalas. 1 volume grand in-8° avec 164 figures dans le texte . . . . . 15 fr.

Hydraulique agricole.

Hydraulique agricole. Aménagement des eaux ; irrigation des terres labourables, des cultures maraîchères, des jardins, des prairies, etc. ; création et entretien des prairies ; desséchements, dessalage, limonage et colmatage, curage ; irrigation et drainage combinés ; renseignements complémentaires techniques et administratifs, par J. Charpentier de Cossigny, ancien élève de l'école Polytechnique, lauréat de la Société des Agriculteurs de France, ingénieur civil. 2e édition revue et augmentée. 1 volume grand in-8°, avec de nombreuses figures dans le texte . 15 fr.

Hydraulique fluviale.

Hydraulique fluviale. Météorologie et hydrologie ; les fleuves, grandes inondations, navigation ; conditions techniques d'un grand développement de la navigation fluviale ; conclusions; par M. C. LECHALAS, inspecteur général des ponts et chaussées. 1 volume grand in-8°, avec figures dans le texte . . . . . 16 fr. 50

Navigation intérieure.

Guide officiel de la navigation intérieure avec itinéraires graphiques des principales lignes de navigation et carte générale des voies navigables de la France, dressé par les soins du MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS. Documents réglementaires, nomenclature alphabétique et conditions de navigabilité, notice et tableaux des distances, itinéraires des principales lignes de navigation, itinéraires graphiques, carte au 1/1500000. 5e édition revue et augmentée. 1 volume in-18 jésus, avec 3 planches en couleur et une carte en couleur de $0^m,70$ sur $0^m,65$.

Prix : le volume broché et la carte en feuille. . . . . 2 fr. 25

Le volume solidement relié et la carte montée sur toile, pliée et reliée comme le volume . . . . . 5 fr.

Rivières et canaux.

Navigation intérieure. Rivières et canaux, par GUILLEMAIN, inspecteur général des ponts et chaussées, professeur à l'Ecole des ponts et chaussées. 2 volumes grand in-8°, avec gravures dans le texte . . . . . 40 fr.

Moyens de franchir les chutes de canaux.

Étude sur les moyens de franchir les chutes des canaux. Écluses, plans inclinés, ascenseurs, ascenseur des Fontinettes, par H. GRUSON, ingénieur en chef des ponts et chaussées, et L.-A. BARBET, ingénieur en chef de l'usine Cail. 1 volume grand in-8° et un atlas in-4° de 28 planches. 25 fr.

Travaux maritimes.

Travaux maritimes ; phénomènes marins ; accès des ports. Mouvements de la mer. — Régime des côtes. — Matériaux dans l'eau de mer. — Atterrage. Entrée des ports. Jetées, par LAROCHE, ingénieur en chef des ponts et chaussées, professeur à l'École des ponts et chaussées. 1 volume grand in-8° et 1 atlas in-4° de 46 planches doubles . . . . . 40 fr.

Ports maritimes.

Ports maritimes. — Ports d'échouage. — Bassins à flot. — Écluses des bassins à flot. — Portes d'écluses. — Ponts mobiles. — Moyens d'obtenir et d'entretenir la profondeur à l'entrée des ports. — Moyens d'obtenir et d'entretenir la profondeur dans les ports. Ouvrages et appareils pour la réparation des navires. Défense des côtes. Éclairage et balisage des côtes. Exploitation des ports. Canaux maritimes, par F. LAROCHE, inspecteur général des ponts et chaussées, professeur à l'École nationale des ponts et chaussées. 2 volumes grand in-8°, avec figures dans le texte, et 2 atlas in-4° contenant 37 planches doubles . . . . . 50 fr,

Ponts en maçonnerie.

Ponts en maçonnerie, par E. DEGRAND, inspecteur général des ponts et chaussées, et J. RÉSAL, ingénieur des ponts et chaussées. 2 volumes grand in-8°, avec de nombreuses gravures dans le texte. . . . . 40 fr.

Barême des poutres métalliques.

Barême des poutres métalliques à âmes pleines et à treillis, par PASCAL, ingénieur civil. 1 volume in-4°, avec figures dans le texte. Relié. 12 fr. 50

Constructions métalliques.

Constructions métalliques. — Élasticité et résistance des matériaux : fonte, fer et acier, par JEAN RÉSAL, ingénieur des ponts et chaussées. 1 volume grand in-8°, avec figures dans le texte. . . . . 20 fr.

Ponts métalliques.

Traité pratique des ponts métalliques ; calcul des poutres et des ponts par la méthode ordinaire et par la statique graphique, par M. PASCAL, ingénieur, ancien élève de l'École d'arts et métiers d'Aix. 1 volume grand in-8° et 1 atlas de 12 planches . . . . . 12 fr.

Ponts métalliques.

Ponts métalliques, par JEAN RÉSAL, ingénieur des ponts et chaussées.

Tome premier. — Calcul des pièces prismatiques ; renseignements pratiques ; formules usuelles ; poutres droites à travées indépendantes ; ponts suspendus ; ponts en arc. 1 volume grand in-8°, avec de nombreuses gravures dans le texte. . . . . 20 fr.

Tome second. — Poutres à travées solidaires : théorie générale des poutres à section constante ; calcul des poutres symétriques ; poutres continues à section variable ; théorie générale des poutres de hauteur variable ; montage des ponts par encorbellement ; ponts-grues ; calcul des systèmes articulés ; piles métalliques ; tables numériques. 1 volume grand in-8°, avec de nombreuses figures dans le texte . . . . . 20 fr.

Ponts métalliques.

Calcul des ponts métalliques à poutres droites, à une ou plusieurs travées par la méthode des lignes d'influence. Formules et tables servant au calcul rapide des moments fléchissants et des efforts tranchants maximums déterminés, en divers points des poutres, par des charges uniformément réparties et des charges concentrées mobiles, par ADRIEN CART et LÉON PORTES, ingénieurs civils attachés au service des ponts métalliques de la Compagnie d'Orléans. 1 volume grand in-8°, avec figures dans le texte et 2 planches, relié. . . . . 20 fr.

Ponts et viaducs métalliques.

Calculs de résistance des ponts et viaducs métalliques à poutres droites, d'après la circulaire ministérielle du 29 août 1891, par MAURICE HULEWICZ, ingénieur, ancien élève de l'École des ponts et chaussées. 1 volume grand in-8°, avec 1 planche. . . . . 10 fr.

Ponts métalliques.

Études théoriques et pratiques sur les ponts métalliques à une travée et à poutres droites et pleines, par E. DUMETZ, commis des ponts et chaussées attaché au service vicinal du Pas-de-Calais. 1 volume grand in-8°, avec 117 figures dans le texte . . . . . 10 fr.

Emploi des pieux métalliques.

Étude sur l'emploi des pieux métalliques dans les fondations d'ouvrages d'art, par C. GRANGE, agent voyer en chef du département de la Vienne. 1 volume grand in-8°, avec 51 figures dans le texte. . . . . 7 fr. 50

Stabilité des constructions.

Traité de stabilité des constructions, précédé d'éléments de statique graphique et suivi de compléments de mathématiques. Leçons professées au Conservatoire national des Arts et Métiers, à l'École centrale d'Architecture, par JULES PILLET, professeur au Conservatoire des Arts et Métiers, à l'École nationale des Beaux-Arts, etc. 1 volume in-4° de 536 pages, imprimé sur très beau papier. Nombreux tableaux graphiques ; abaques et tables numériques; 600 figures et épures dans le texte. . . . . 25 fr.

Résistance des matériaux.

Stabilité des constructions et résistance des matériaux, par A. FLAMANT, ingénieur en chef des ponts et chaussées, professeur à l'École des ponts et chaussées et à l'École centrale. 1 volume grand in-8°, avec 264 figures dans le texte. . . . . 25 fr.

Moments d'inertie.

Les moments d'inertie dans les constructions métalliques. Tables des moments d'inertie des principaux profils de I et pour faciliter le calcul des moments d'inertie des poutres composées symétriques ou non symétriques par BOUBÉE. 1 volume in-12, cartonné. . . . . 4 fr.

Serrurerie et Constructions en fer.

Traité pratique de serrurerie. Constructions en fer et serrurerie d'art. — Planchers en fer, linteaux, filets, poutres ordinaires et armées. — Colonnes en fonte, consoles en fonte, colonnes en fer, creux, pans de fer, montants en fer composés. — Charpentes en fer, combles, hangars, marchés couverts. — Passerelles et petits ponts. — Escaliers en fer. — Châssis de couche, bâches, serres, jardins d'hiver, chauffage, vitrerie. — Volières, tonnelles, kiosques. — Auvents, marquises, vérandahs, bow-windows. — Grilles, panneaux de portes, rampes. — Eléments divers de serrurerie et de ferronnerie d'art. — Principaux assemblages employés en serrurerie, etc., etc., par E. BARBEROT. 2e édition. 1 volume grand in-8°, avec 972 figures dans le texte. . . . . 25 fr.

Chauffage et ventilation.

Fumisterie, chauffage et ventilation, par J. DENFER, architecte professeur du cours d'architecture et de construction civile à l'École centrale. 1 volume grand in-8°, avec 375 figures dans le texte . . . . . 25 fr.

ÉVREUX, IMPRIMERIE DE CHARLES HÉRISSEY